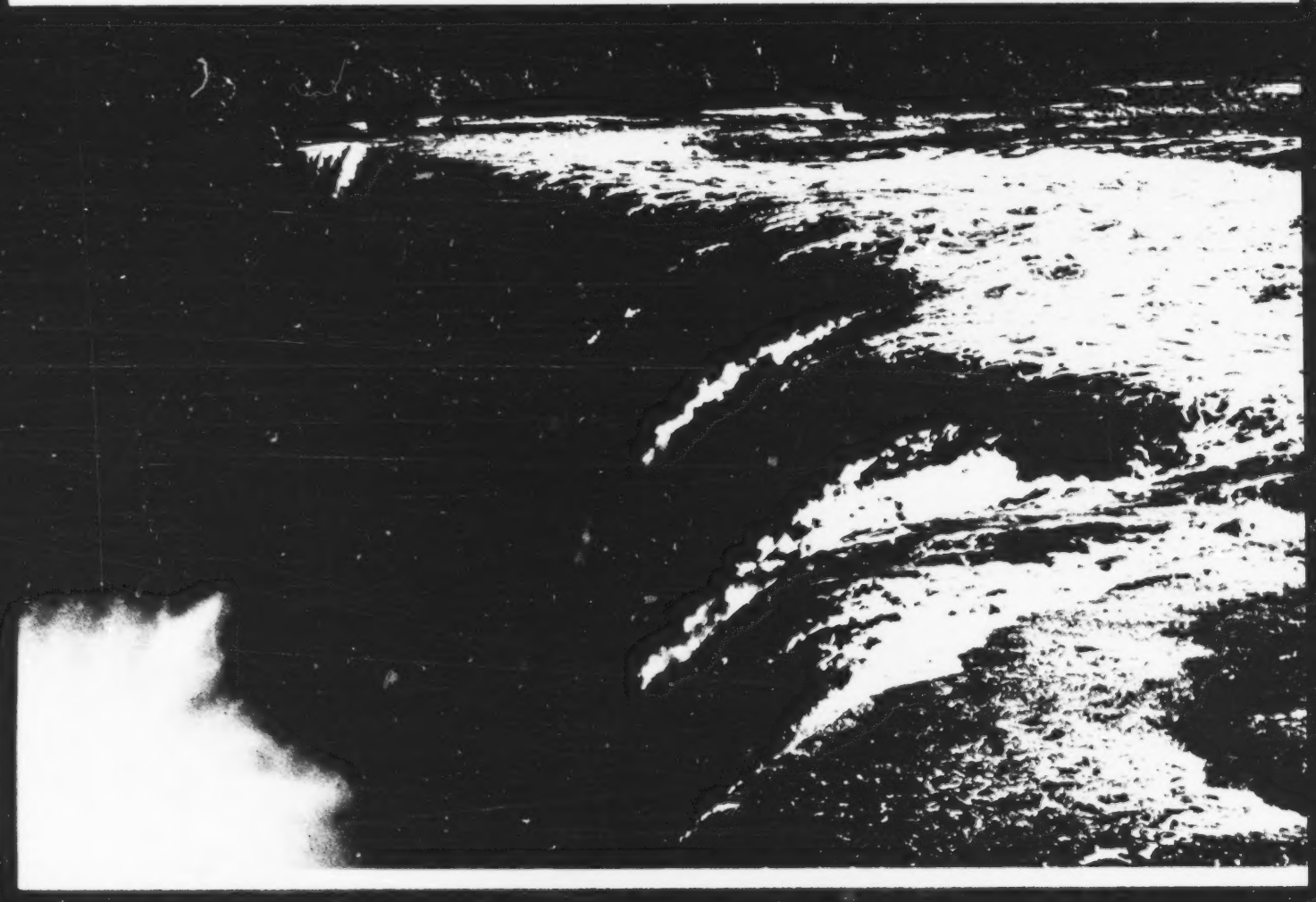


85-5552/

Environment Canada Environnement Canada

Dissolved Oxygen Modelling of the St. Croix River — Comparison of Models

Willard Boutot* and Geoffrey Howell†

*Water Management Systems Division
Water Planning and Management Branch
Inland Waters Directorate
Ottawa, Ontario

†Water Quality Branch
Inland Waters Directorate
Atlantic Region
Moncton, New Brunswick

TECHNICAL BULLETIN NO. 135

INLAND WATERS DIRECTORATE
WATER PLANNING AND MANAGEMENT BRANCH
OTTAWA, ONTARIO
and
INLAND WATERS DIRECTORATE
ATLANTIC REGION
WATER QUALITY BRANCH
MONCTON, NEW BRUNSWICK, 1985

© Minister of Supply and Services Canada 1985
Cat. No. EN 36-503/135E
ISBN 0-662-14049-4

Contents

	Page
ABSTRACT	v
RÉSUMÉ	v
INTRODUCTION	1
MODEL DESCRIPTION	1
STUDY AREA	1
St. Croix model system configuration	1
INPUT DATA	3
CALIBRATION	3
Water quantity	3
Water quality	4
MODEL COMPARISONS (ONE-DIMENSIONAL VS. HEC-2)	5
HEC-2	5
One-Dimensional Hydrodynamic model	7
Continuity equation	7
Momentum equation	7
Model limitations	7
HEC-2	7
One-Dimensional Hydrodynamic model	9
MODEL COMPARISONS (ONE-DIMENSIONAL VS. WATQUAL)	9
One-Dimensional Hydrodynamic model	9
WATQUAL	10
Atmospheric reaeration	10
Photosynthesis	11
Benthic oxygen demand	11
RESULTS AND CONCLUSIONS	12
RECOMMENDATIONS	14
Modelling	14
Water quality management	24
ACKNOWLEDGMENTS	24
BIBLIOGRAPHY	24

Tables

1. Water quantity and quality values used in calibrating WATQUAL and ONED models, 1979–1980	4
2. Water quantity and quality values used in calibrating WATQUAL and ONED models, 1981–1982	5
3. Refined roughness coefficients for each cross section	6

Tables (Cont.)

Page

4. Model comparison 12

5. List of symbols for water quality parameters and sequence of identification 12

Illustrations

Figure 1. Map of study reach 2

Figure 2. St. Croix River model comparisons 3

Figure 3. Definition sketch of control volume 8

Figure 4. Definition sketch of cross section of arbitrary channels 8

Figure 5. Physical representation of terms in continuity equation 8

Figure 6. Oxygen concentrations in the St. Croix River during low flow conditions, January 1973 to December 1974 13

Figure 7. Oxygen concentrations in the St. Croix River during low flow conditions, January 1975 to December 1976 13

Figure 8. Oxygen regime after installation of treatment facility in 1978 13

Figures 9–27. Simulated dissolved oxygen concentrations from the two water quality models, 1979–1982 15

Abstract

A comparative study was carried out to determine the applicability to water quality modelling of the numerical One-Dimensional Hydrodynamic model as opposed to the HEC-2 and WATQUAL models combined. Results of the simulations with the one-dimensional model showed this model to be as good as the HEC-2 and better than the WATQUAL. Comparing the versatility of the alternatives, we find that the One-Dimensional Hydrodynamic model performs to great advantage.

Résumé

On a effectué une étude comparative pour déterminer l'applicabilité du modèle hydrodynamique, numérique et unidimensionnel à la modélisation de la qualité de l'eau, par rapport aux modèles HEC-2 et WATQUAL. Les résultats des simulations faites avec le modèle unidimensionnel ont démontré que ce modèle était tout aussi satisfaisant que le modèle HEC-2 et supérieur au modèle WATQUAL. En comparant les divers modèles du point de vue de leur versatilité, nous avons constaté que le modèle unidimensionnel était le plus avantageux.

Dissolved Oxygen Modelling of the St. Croix River Comparison of Models

Willard Boutot and Geoffrey Howell

INTRODUCTION

Following the completion of the report entitled "Dissolved Oxygen Modelling of the St. Croix River" (Boutot and Clair, 1981), it was decided that a further investigation of the water quality modelling aspects of the river by means of a more sophisticated model, the One-Dimensional Hydrodynamic model, was desirable. Therefore, a comparison study was carried out in 1984, using the same input data to determine how this model performs as opposed to the simpler HEC-2 and WATQUAL models used before.

Graphs of re-surveyed cross sections, plotted cross sections and a computer printout of the simulation run may be obtained from the authors on request.

MODEL DESCRIPTION

The numerical One-Dimensional Hydrodynamic model was developed at MIT in the early 1970s. Since then, it has been applied to numerous projects in Canada, such as the St. Lawrence River Study, the Lower Fraser River Sediment Study and, most recently, the Peace-Athabasca Delta Study.

The one-dimensional model is capable of simulating a transient flow regime in a network of channels which may consist of embayment storage areas, various hydraulic control structures and tidal boundary conditions. Transient water quality simulation or prediction can be carried out together with the hydraulic aspects, and the entire package represents a comprehensive model for water quantity and quality studies.

The basic equations to describe the process of long wave propagation in open channels are the continuity and the momentum equations, and these are solved by an accurate implicit finite element method in this model. The basic governing equation for water quality simulation is a conservation of mass equation which includes the transport process of advection and dispersion. It also includes reaction processes where mass is added to or removed from the system.

STUDY AREA

The St. Croix River forms the international boundary between Canada and the United States, having an approximate reach of 124 km. In most of the watershed and for the upper 110 km of the St. Croix River the water quality is considered pristine. The region of immediate water quality concern is the lower 14-km reach between Woodland, Maine, and Milltown, New Brunswick. The problem in this region is caused by a major industrial discharge at Woodland and, to a lesser extent, by municipal discharge and combined sewer overflows from the towns of Woodland and Baileyville, Maine. The Georgia Pacific Corporation operates a kraft pulp mill at Woodland, which produces fully bleached kraft pulp and discharges effluent through a secondary treatment facility into the St. Croix River. This effluent has a high organic load that has considerable influence on the river system oxygen demand.

The river bottom is mainly gravel in the fast-flowing sections, with organic detritus accumulations in pools and protected areas. The river system was divided into 31 original cross sections, based on work by the U.S. Army Corps of Engineers (Fig. 1). A more detailed description of the river basin characteristics is presented in Boutot and Clair (1981).

St. Croix Model System Configuration

The river system was divided into four reaches containing 31 original cross sections between 150 and 1200 m long, based on work by the U.S. Army Corps of Engineers (1967). The first reach upstream (Reach 6666) starts at chainage section No. 1000 and terminates at No. 11000. The next reach downstream (Reach 7777) is between chainage station No. 11000 and 27500. Reach 8888 lies between only two original cross sections, i.e., from No. 27500 to 30000. The last reach (Reach 9999) is from 30000 to 46000. In Figure 1, No. 32 represents the inflow from the Georgia-Pacific Dam, and No. 33 stands for the waste loading from the Georgia-Pacific Mill.

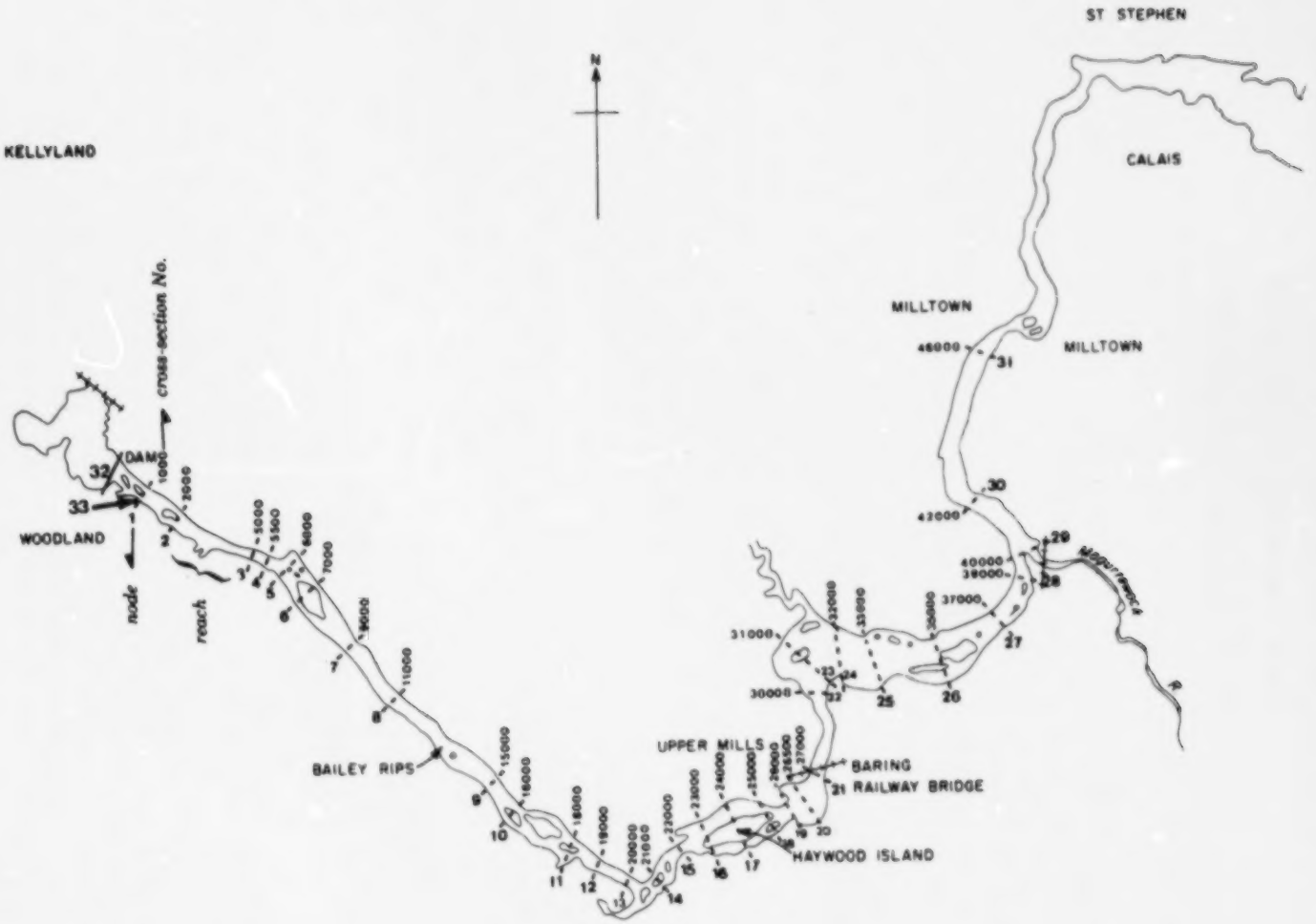


Figure 1. Map of study reach.

INPUT DATA

The same input data sets were used in the One-Dimensional Hydrodynamic modelling as in the WATQUAL modelling, except that the original cross sections for stations 1000, 2000, 11000, 27000 and 30000 were replaced by eight cross sections for stations 1000, 2000, 11000, 27000, 27500 at Baring gauge, 28000, 28500 and 30000, which were surveyed by the Water Survey of Canada in August 1981. A comparison of five of these cross sections with their respective original 1967 surveys by the U.S. Army Corps of Engineers showed that they do not agree well in top width and/or cross-sectional area. The discrepancies noted may be attributed to either the removal of bottom sludge deposits since 1967, or the 1981 cross-sectional measurements not being taken at the exact locations. Since the cross sections could only be located by identification on the large-scale maps, it is possible that positioning errors of the sections along the river could be as great as 60 m.

The One-Dimensional Hydrodynamic model can handle more than ten water quality parameters, including salinity, temperature, biochemical oxygen demand (BOD), dissolved oxygen (DO), fecal coliforms, lignins and various nutrients. In this study, only BOD and DO were simulated to compare with the results by WATQUAL.

Nineteen different flow conditions were chosen for WATQUAL study from Tables 1 and 2.

CALIBRATION

Water Quantity

Before inserting water quality parameters with hydraulic input data, the one-dimensional model was first calibrated to match the water surface profile. Values of the Manning "n" roughness coefficient can be seen in Table 3. These values represent calibration at every cross section of the river network. The water

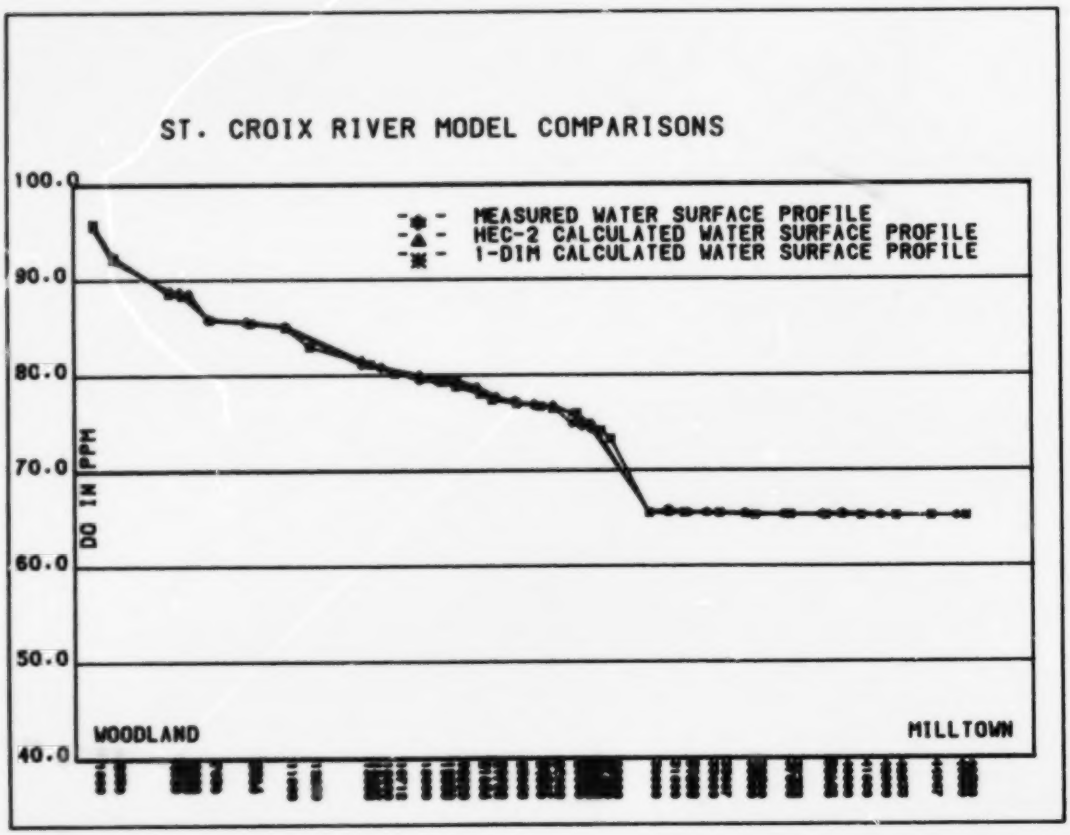


Figure 2. St. Croix River model comparisons.

surface profile calculated by the one-dimensional model versus the measured water surface profile was plotted onto a Calcomp Plotter and is presented in Figure 2.

This figure shows the 1-DIM calculated water surface profile vs. HEC-2 calculated water surface profile against *in situ* measurements. The plot demonstrates that both models can simulate the water line with great accuracy after the refined calibration has been made. It also shows a good mathematical simulation where slopes are greater, i.e., between sections 1000 to 2000 and 27500 to 30000. Where slopes are very small, calibration can be made almost identical with the measured water surface profile.

Water Quality

The water quality models were calibrated by estimating values for the organic decay rate to coincide with measured DO.

Table 1. Water Quantity and Quality Values Used in Calibrating WATQUAL and ONED Models, 1979 1980

Date	River discharge (m^3/s)	Five-day BOD loading (kg day)	Station	Temperature (°C)	Mean sectional DO (ppm)
80-08-28	15.5	5900	Kellyland	22.5	8.6
			Woodland	22.5	—
			Bailey Rips	22.5	—
			Haywood Is.	22.5	—
			Baring	22.5	—
			Milltown	22.5	0.0
80-06-24	32.6	2287	Kellyland	22.5	8.7
			Woodland	—	—
			Bailey Rips	—	—
			Haywood Is.	—	—
			Baring	23.0	7.6
			Milltown	23.0	5.9
80-02-27	53.6	1555	Kellyland	0.5	13.0
			Woodland	—	—
			Bailey Rips	—	—
			Haywood Is.	—	—
			Baring	—	12.9
			Milltown	—	12.8
79-10-02	36.6	2486	Kellyland	—	10.5
			Woodland	—	—
			Bailey Rips	—	—
			Haywood Is.	—	—
			Baring	8.6	8.8
			Milltown	8.2	8.4
79-08-21	80.0	1552	Kellyland	17.0	9.5
			Woodland	17.0	8.5
			Bailey Rips	17.0	8.5
			Haywood Is.	17.0	8.6
			Baring	17.0	8.0
			Milltown	17.5	7.7
79-07-12	68.9	3081	Kellyland	22.0	8.6
			Woodland	23.0	8.0
			Bailey Rips	24.0	7.2
			Haywood Is.	25.0	6.9
			Baring	23.0	6.4
			Milltown	21.5	6.8
79-06-05	338.2	1980	Kellyland	16.5	12.8
			Woodland	17.0	8.8
			Bailey Rips	—	—
			Haywood Is.	—	—
			Baring	15.1	9.2
			Milltown	15.1	9.2

Simulations by the one-dimensional model were done by using average reaeration coefficient for each reach as opposed to one value per cross section with WATQUAL runs. Values of the sediment oxygen demand (SOD) were not used, as these parameters are not incorporated in the model.

MODEL COMPARISONS (ONE-DIMENSIONAL VS. HEC-2)

HEC-2

The computational procedure used in this model is commonly known as the standard step method and is used to compute the backwater profile in river channels. The following two equations are solved by an iterative procedure (the standard step method) to calculate an unknown water surface elevation at a cross section:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \qquad (1)$$

$$h_e = L\bar{S}_f + C\left|\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right| \qquad (2)$$

Table 2. Water Quantity and Quality Values Used in Calibrating WATQUAL and ONED Models, 1981–1982

Date	River discharge (m^3/s)	Five-day BOD loading (kg/day)	Station	Temperature (°C)	Mean sectional DO (ppm)
81-01-22	61.2	1830	Woodland	6.6	13.6
			Baring	6.6	9.8
			Milltown	6.6	11.7
81-05-12	35.99	1580	Woodland	16.5	9.8
			Baring	16.5	9.7
			Milltown	16.5	8.6
81-06-25	94.59	1141	Woodland	25.5	8.9
			Baring	25.5	7.9
			Milltown	25.5	7.1
81-07-29	65.06	2630	Woodland	28.0	8.0
			Baring	28.0	8.2
			Milltown	28.0	6.9
81-10-01	240.7	386	Woodland	14.0	10.1
			Baring	14.0	10.5
			Milltown	14.0	10.0
81-12-10	243.1	2072	Woodland	4.0	13.3
			Baring	4.0	13.5
			Milltown	4.0	13.1
82-02-12	120.4	2414	Woodland	6.0	14.40
			Baring	6.0	13.90
			Milltown	6.0	13.30
82-03-25	82.5	2023	Woodland	17.0	11.7
			Baring	17.0	12.1
			Milltown	17.0	12.2
82-04-29	220.2	3209	Woodland	10.0	11.8
			Baring	10.0	11.9
			Milltown	10.0	11.7
82-06-03	40.95	6810	Woodland	28.0	8.4
			Baring	28.0	7.8
			Milltown	28.0	6.9
82-07-22	31.0	2741	Woodland	30.0	7.7
			Baring	30.0	6.2
			Milltown	30.0	6.0
82-10-14	55.8	1516	Woodland	18.5	10.5
			Baring	18.5	9.7
			Milltown	18.5	9.7

where WS_1, WS_2 = water surface elevations at ends of reach

V_1, V_2 = mean velocities (total discharge ÷ total flow area) at ends of reach

α_1, α_2 = velocity coefficients for flow at ends of reach

g = acceleration of gravity

h_e = energy head loss

L = discharge-weighted reach length

$\bar{S}_f$ = representative friction slope for reach

C = expansion or contraction loss coefficient.

This method applies Bernoulli's principle for the total energy at each cross section, and Manning's equation for friction head loss between cross sections. In the program, average friction slope for a reach between two cross sections is determined in terms of the average of the conveyances at the two ends of the reach. Other losses are computed using one of several methods. The critical water surface elevation corresponding to the minimum specific energy is computed using an iterative process.

The expression for total energy H may be written as:

$$H = y + z + v^2/2g \qquad (3)$$

where y = vertical distance from the bed to the water surface

z = height of the bed above datum

$v^2/2g$ = velocity head

$y + z = WS$ = water surface elevation.

Table 3. Refined Roughness Coefficients for Each Cross Section

Reach	Original Cross-section No.	Manning's "n" values	Interpolated Cross-section No.	Manning's "n"
6666	1000	0.050	27600	0.050
	2000	0.060	27700	0.060
	5000	0.040	27800	0.065
	5500	0.020	27900	0.060
	6000	0.050	28000	0.065
	7000	0.020	28100	0.065
	9000	0.020	28200	0.085
7777	11000	0.030	28300	0.085
	15000	0.050	28400	0.085
	16000	0.050	28500	0.085
	18000	0.050	28600	0.110
	19000	0.050	28700	0.110
	20000	0.050	28800	0.110
	21000	0.050	28900	0.110
	22000	0.050	29000	0.110
	23000	0.050	29100	0.110
	24000	0.050	29200	0.110
	25000	0.050	29300	0.110
	26000	0.050	29400	0.110
	26500	0.050	29500	0.110
	27000	0.050	29600	0.110
8888	27500	0.050	29700	0.110
	*		29800	0.110
9999	30000	0.035	29900	0.110
	31000	0.035		
	32000	0.035		
	33000	0.035		
	35000	0.035		
	37000	0.035		
	39000	0.035		
	40000	0.035		
	42000	0.035		
	46000	0.035		

*The interpolated cross-section numbers are given in column 4.

The program computes and plots (by printer) the water surface profile for river channels of any cross section for either subcritical or supercritical flow conditions. The effects of various hydraulic structures such as bridges, culverts, weirs, embankments and dams may be considered in the computation. The principal use of the program is to determine profiles for various frequency floods for both natural and modified conditions. The latter may include channel improvements, levees and floodways. Input may be in either imperial or metric units.

One-Dimensional Hydrodynamic Model

The process of propagation of long waves in open channels is described by the Saint Venant equations. These equations represent the conservation of mass and momentum of flow of a fluid in the channel (Harleman and Lee, 1967).

Derivations of the Saint Venant equations by the "material" method formulations were made by Harleman and Lee (1967). The equations in terms of average velocity, v, and water surface elevation, z, are given below (see Figs. 3 and 4 for notation). The *continuity equation* is

$$\underset{1}{B}\frac{\partial z}{\partial t} + \underset{2}{Bv}\frac{\partial z}{\partial x} + \underset{3}{A}\frac{\partial v}{\partial x} + \underset{4}{v}\frac{\partial A}{\partial x}\Bigg|_{z=\text{const.}} = \underset{5}{q_L} \qquad (4)$$

The *momentum equation* is

$$\underset{6}{\frac{\partial v}{\partial t}} + \underset{7}{v}\frac{\partial v}{\partial x} + \underset{8}{\frac{vq_L}{A}} = \underset{9}{g}\left(\underset{10}{S_0 - \frac{v|v|}{C_z^2 R}}\right) - \underset{11}{g}\frac{\partial h}{\partial x} \qquad (5)$$

Continuity Equation

The various terms contained in the continuity equation are defined below:

(1) "Rate of rise" which gives the storage changes owing to water surface elevation changes with time.
(2) "Prism storage" (Fig. 5) owing to variation in velocity with space.
(3) and (4) "wedge storage" owing to aerial variations in velocity with space (Fig. 5).
(5) "Lateral inflow" which gives the net mass change spatially and temporally beyond the storage terms.

Momentum Equation

The terms found in the momentum equation are given here:

(6) Acceleration owing to time variation in flow.
(7) Acceleration owing to spatial variation in velocity.
(8) Acceleration effects owing to lateral inflow.
(9) Gravity body force owing to bed slope.
(10) Frictional force effects.
(11) Pressure force term.

For a wide rectangular channel the continuity equation takes the special form:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial x} = q_L \qquad (6)$$

Model Limitations

HEC-2

Overview of Program Capabilities

The program is intended for the calculation of water surface profiles for steady, gradually varied flow in natural or man-made channels. Both subcritical and supercritical flow profiles can be calculated. The effects of various obstructions such as bridges, culverts, weirs and structures in the flood plain may be considered in the computations. The computational procedure is based on the solution of the one-dimensional energy equation with energy loss due to friction evaluated with the Manning equation. The computational procedure is generally known as the standard step method. The program is designed for application in the flood plain management and flood insurance studies to evaluate floodway encroachments and to designate flood hazard zones. Also, capabilities are available for assessing the effects of channel improvements and levees on water surface profiles. Input and output units may be either imperial or metric.

Program Limitations

The following assumptions are implicit in the analytical expressions used in the program:

(1) Flow is steady.
(2) Flow is gradually varied.
(3) Flow is one-dimensional (i.e., velocity components in directions other than the direction of flow are unaccounted for).
(4) River channels have "small" slopes, less than 1:10.

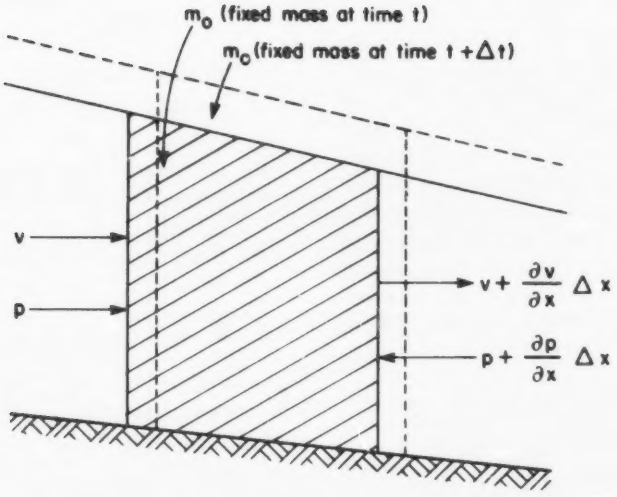


Figure 3. Definition sketch of control volume.

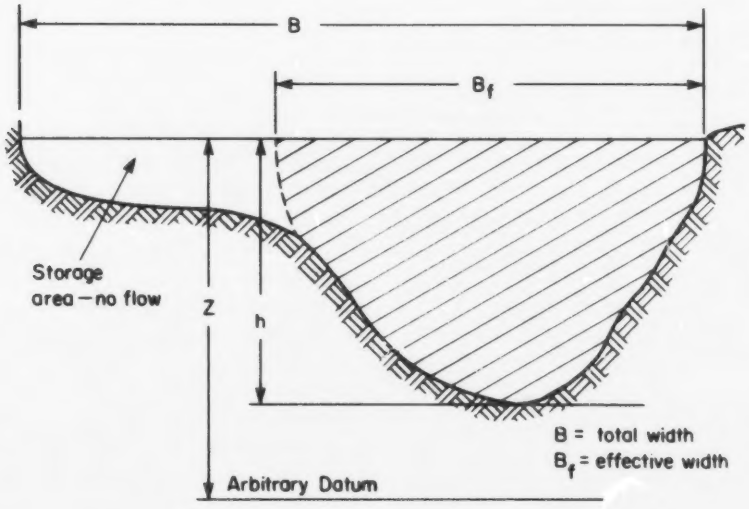


Figure 4. Definition sketch of cross section of arbitrary channels.

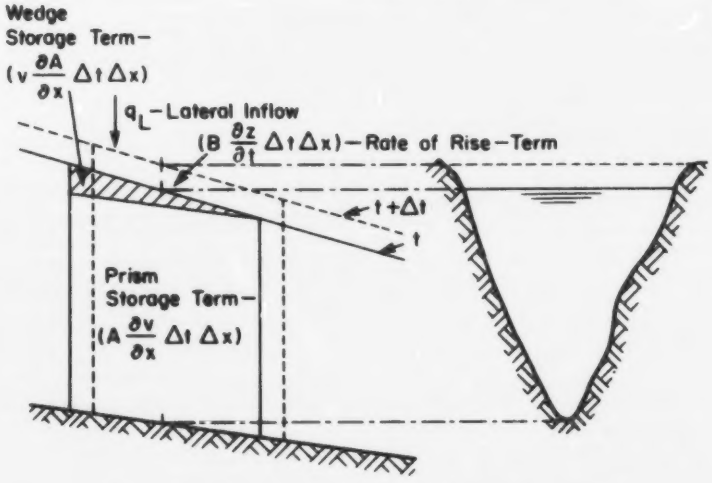


Figure 5. Physical representation of terms in continuity equation.

Flow is assumed to be steady because time-dependent terms are not included in the energy term (3). Flow is assumed to be gradually varied because energy Equation 3 is based on the premise that a hydrostatic pressure distribution exists at each cross section. Flow is assumed to be one-dimensional because Equation 3 is based on the premise that the total energy head is the same for all points in a cross section. Small channel slopes are assumed because the pressure head, which is a component of WS in Equation 3, is represented by the water depth measured vertically.

The program does not have the capability to deal with movable boundaries (i.e. sediment transport) and requires that energy losses be definable with the terms contained in Equation 2 or by using the criteria for bridge, culvert or weir flow described in the HEC-2 manual (U.S. Army Corps of Engineers, 1973).

One-Dimensional Hydrodynamic Model

Overview of Model Capabilities

This model was built as a decision-making hydrologic simulator, for general purpose management problems in water resources planning. It is able to simulate not only the physical parameters (rainfall generation, flood-routing, irrigation) but also decision parameters (reservoir operating rules, power targets) within a framework that is flexible enough to permit the investigation of the operation of one element in the basin (such as a reservoir), or any portion of the river system.

The model is capable of simulating steady and unsteady (hydrodynamic) flow in a river system where structures (dams), weirs, culverts, rapids, ice covers and reservoirs (embankments) form obstructions.

Model Assumptions

The fundamental assumptions made in the derivation of the Saint Venant equations follow:

(1) The flow is assumed to be one-dimensional, i.e., the flow in the channel can be approximated with uniform velocity over each cross section, and the free surface is taken to be a horizontal line across the section. This implies that centrifugal effects due to channel curvature and Coriolis effects are negligible.

(2) The pressure is assumed to be hydrostatic, i.e., the vertical acceleration is disregarded and the density of the fluid is assumed to be homogeneous.

(3) The effects of boundary friction and turbulence can be accounted for through the introduction of a resistance force which is described by the empirical Manning or Darcy-Weisbach friction factor equations.

Having made these assumptions, the conservation equations may be formulated by the "material" method or the "control volume" method. In the material method the flow characteristics are obtained by following the motion of a given mass of fluid through a small increment of time in the vicinity of the fixed section. In the control volume method the equations are derived by considering the fluxes of mass and momentum through a fixed control volume (Figs. 3 and 4). Like HEC-2, this model does not have the capability to deal with sediment transport.

MODEL COMPARISONS (ONE-DIMENSIONAL VS. WATQUAL)

One-Dimensional Hydrodynamic Model

The basic governing equation for water quality simulation is a conservation of mass equation which includes the transport process of advection and dispersion, and reaction processes where mass is added to or removed from the system.

$$\frac{\partial}{\partial t}(Ac) + \frac{\partial}{\partial x}(Qc) = \frac{\partial}{\partial x}\left(AE\frac{\partial c}{\partial x}\right) + \left\{\frac{r_i}{\rho} + \frac{r_e}{\rho}\right\}A \qquad (7)$$

where c = concentration of constituent
A = channel cross-sectional area
Q = tidal discharge
E = longitudinal dispersion coefficient in tidal time
ρ = density of water
r_i = time rate of internal addition of mass per unit volume by generation of substance within the fluid
r_e = time rate of external addition of mass per unit volume by movement across the boundaries of the fluid.

The reaction processes represented by r_i and r_e will vary depending on the water quality constituent being considered. For a conservative substance such as salinity, they will both be zero. Biochemical oxygen demand (BOD), however, is non-conservative, and its internal removal within the water mass is often described in terms of a first-order reaction where $r_i = -Kc$. The first-order reaction coefficient K is expressed typically in units of day^{-1}. A source term of

the external type would be replenishment of dissolved oxygen (DO) by transfer across the free surface from the atmosphere.

If a given constituent is part of a set of constituents which interact with each other, a conservation of mass equation is written for each one. For the three constituents considered in the present study, temperature (considered constant), BOD and DO, the conservation of mass equations are:

Temperature:

$$\frac{\partial}{\partial t}(AT) + \frac{\partial}{\partial x}(QT) = \frac{\partial}{\partial x}\left(AE\frac{T}{\partial x}\right) - K_T A\,(T - T_e) \quad (8)$$

BOD:

$$\frac{\partial}{\partial t}(AL) + \frac{\partial}{\partial x}(QL) = \frac{\partial}{\partial x}\left(AE\frac{\partial L}{\partial x}\right) - K_1 AL \quad (9)$$

DO:

$$\frac{\partial}{\partial t}(AC) + \frac{\partial}{\partial x}(QC) = \frac{\partial}{\partial x}\left(AE\frac{\partial C}{\partial x}\right) - K_1 AL + K_2 A\,(C_s - C) \quad (10)$$

where T = temperature
T_e = equilibrium temperature
L = BOD concentration
C = DO concentration
C_s = saturation concentration of DO
K_T = temperature decay coefficient
K_1 = BOD decay coefficient
K_2 = reaeration coefficient.

The BOD and DO are influenced by the temperature distributions in addition to the coupling through the decay term $-K_1AL$.

WATQUAL

The basis of this model is a pollutant-routing algorithm that uses the Streeter-Phelps formulation for the relationship between instream DO and BOD. Other factors included in the model are rate of photosynthesis, sediment oxygen demand and various organic matter decay rates.

The standard Streeter-Phelps dissolved oxygen sag curve equation is arrived at by combining the deoxygenation and reoxygenation process. The method of doing this is described below. The rate of change in the DOD caused by decomposition of biodegradable material is given by:

$$dD/dt = K_1 L \quad (11)$$

where D = dissolved oxygen deficit (DOD) after time t (ppm)
t = time of incubation (or time of flow downstream) (days)
K_1 = coefficient of deoxygenation determined from laboratory tests (base e) (day^{-1})
L = BOD remaining after time t (ppm).

The BOD remaining in the river water after time t is defined by:

$$L = L_{0e} K_{rt} \quad (12)$$

where L_0 = ultimate first stage (carbonaceous) BOD (ppm)
K_r = coefficient of deoxygenation for the river (base e) (day^{-1}).

The coefficient, K_r, is defined by:

$$K_r = K_1 + K_3 \quad (13)$$

where K_3 = coefficient of deoxygenation which accounts for oxygen demand changes due to sedimentation, turbulence, biological growth on the river bed, nutrient deficiency and unacclimatized bacteria. The term K_3 can be positive, negative or zero.

The coefficient of deoxygenation is normally based on the results of laboratory tests conducted on samples at a temperature of 20°C. The coefficient for the river is obtained by adjusting the 20°C coefficient by the following equation:

$$(K_r)t = (K_r)20(1.047^{t-20}) \quad (14)$$

where t = temperature of the river water (°C).

The rate of change in the DOD caused by surface reaeration or reoxygenation is described by:

$$dD/dt = K_2 D \quad (15)$$

Atmospheric Reaeration

The atmospheric reaeration coefficient has been the subject of much study and investigation in recent

years. The studies have covered a wide range of river situations from the shallow short-run streams of England to the deep, wide and slowly moving rivers of the United States. Owens *et al.* (1964), a British team, combined the British data with those collected on the Tennessee Valley streams to produce the equation:

$$K_2 = 21.6U^{0.67}/H^{1.85} \quad (16)$$

where K_2 = atmospheric reaeration coefficient
U = mean velocity of the stream
H = average depth.

Photosynthesis

The total change in DOD due to the combined effects of both deoxygenation and reaeration can be represented by a single equation:

$$dD/dt = K_2D + K_1L \quad (17)$$

Integrated, this gives:

$$D = \frac{K_1L_0}{K_2 - Kr}(e^{Krt} - e^{K_2t}) + D_{0e}-K_2t \quad (18)$$

where D_0 = the DOD at time t = 0 (ppm).

Equation 18 is the basic sag curve equation and forms the nucleus around which Program WATQUAL is developed.

There is a provision in Program WATQUAL for including the effect on instream DO of the photosynthetic oxygen production rate, A. Inclusion of this effect requires a term to be added to the basic Streeter-Phelps formulation (Equation 18). The mathematical development of this term is described in the report by Acres Consulting Services (1971). The adjustment to the dissolved oxygen deficit, D, to account for photosynthesis is described by the following equation:

$$D = \text{Equation 18} + (A/K_1)(1-e^{-k2t})$$

where D = dissolved oxygen deficit (DOD) ppm after time t
A = mean cross-sectional area of flow (m^2)
K_1 = coefficient of deoxygenation determined from laboratory tests (base e) (day^{-1})
t = time variable.

Benthic Oxygen Demand

The discharge of settleable waste material often results in the formation of "sludge banks" immediately below a waste outfall (Nolan and Johnson, 1977). These deposits may build up over a period of time if river velocities are too low to permit scouring of the river bottom.

As the depth increases, anaerobic decomposition of the organic material in the deeper layers begins. The products of this decomposition, CO_2, CH_4 and H_2S, proceed up through the sludge layer and into the overlying waters. If gas production is especially high, floating of the bottom sludge may result, leading to a severe aesthetic problem as well as possible transient DO depletion. The surface layer of the bottom deposit in direct contact with the water usually undergoes aerobic decomposition and, in the process, removes oxygen from the supply in the overlying river water. This is the sink of DO, designated S_B.

The oxygen demand of the river bottom may not always be due directly to sewage or industrial sludges. Soluble organic wastes may sometimes result in the growth of attached filamentous bacteria such as Sphaerotilus which can utilize substantial amounts of oxygen. The death of floating and rooted aquatic plants and natural runoff may contribute to bottom organic material which will also require oxygen for stabilization.

The approximate average value of uptake (grams $O_2/m^2/day$) at 20°C for Sphaerotilus (10 g dry wt/m^2) is around 7.

One of the difficulties in properly inputting this DO sink in the mathematical model is the estimation of the aerial distribution of the more pronounced deposits and their rate of oxygen uptake. *In situ* and laboratory measurements are conducted with the DO reduction reported in grams O_2 uptake/m^2/day. It necessitates division by the average depth of the overlying water to obtain the correct representation of S_B in the model, assuming that the river is well mixed in the vertical direction. Thus, if S_B is in grams $O_2/m^2/day$, then:

$$S_B\ (mg/day) = \frac{S_B\ (g/m^2/day)}{H\ (m)}$$

where H = average depth in metres.

Temperature effects of S_B were introduced in the WATQUAL model. This can be approximated by:

$$(S_B)_T = (S_B)_{20}\ (1.250)^{(T-20)}$$

Table 4. Model Comparison

One-Dimensional Hydrodynamic model	WATQUAL model
Limitations	**Advantages**
Cannot use more than one reaeration coefficient per reach.	Can use one reaeration coefficient per cross section.
Sediment oxygen demand is not incorporated.	Can use one value of SOD per cross section.
Advantages	**Limitations**
Unlimited number of point sources of pollutants (waste loadings).	Limit of six point sources of pollutants.
Can simulate up to 13 water quality parameters (S, T, BOD, ON, N, OP, P, CP, CZ, DO, FCOL, CLIG, DLIG).	Can simulate only BOD and DO in a run.
Can use one decay rate for every reach.	Can use only one decay rate for the entire network.
Can simulate water quantity and water quality simultaneously or separately.	Has no feature for water quantity. Another model has to be used to provide hydraulic parameters necessary to run this water quality model.
Can use more than 300 nodes. This number refers to cross sections only. Lateral inflows and waste loadings are almost unlimited.	Maximum number of nodes is 35. This number includes lateral inflows, waste loadings and cross sections.
Longitudinal dispersion coefficient is calculated and included as a separate term in the conservation of mass equation.	Longitudinal dispersion coefficient is not calculated.
Time varying temperature.	Fixed temperature with time.

Table 5. List of Symbols for Water Quality Parameters and Sequence of Identification

Abbreviation	Parameter
S	Salinity
T	Temperature
BOD	Biochemical oxygen demand
ON	Organic nitrogen
N	Inorganic nitrogen
OP	Organic phosphate
P	Inorganic phosphate
CP	Phytoplankton
CZ	Zooplankton
DO	Dissolved oxygen
FCOL	Fecal coliforms
CLIG	Lignins — conservative
DLIG	Lignins — decaying

where T = temperature in °C. Values of $(S_B)_{20}$ for the St.Croix River were obtained by the New England Regional Laboratory, Lexington, Massachusetts, in August 1977.

Table 4 shows the limitations and advantages of using either model in a river study. Table 5 lists the symbols for identifying water quality parameters.

RESULTS AND CONCLUSIONS

Prior to the establishment of secondary waste treatment at Woodland, high organic loads resulted in oxygen concentrations in the St. Croix River during low flow conditions (Figs. 6 and 7). These low oxygen concentrations, coupled with the establishment of control structures, impeded the ordinary pattern of migration of Atlantic salmon (*Salmo salar*). Establishment of a secondary effluent treatment facility in 1978 has improved the oxygen regime considerably (Fig. 8), so that the river is now capable of supporting an anadromous run of Atlantic salmon. This improvement in water quality, in conjunction with the removal of physical barriers through construction of fish ladders, has resulted in a return of Atlantic salmon to the St. Croix River.

With the objective of maintaining the fish run, the Advisory Board on Pollution Control in the St. Croix River has developed a use-specific water quality objective for dissolved oxygen. This objective sets a minimum dissolved oxygen limit for fish passage at a concentration of 5.0 mg/L.

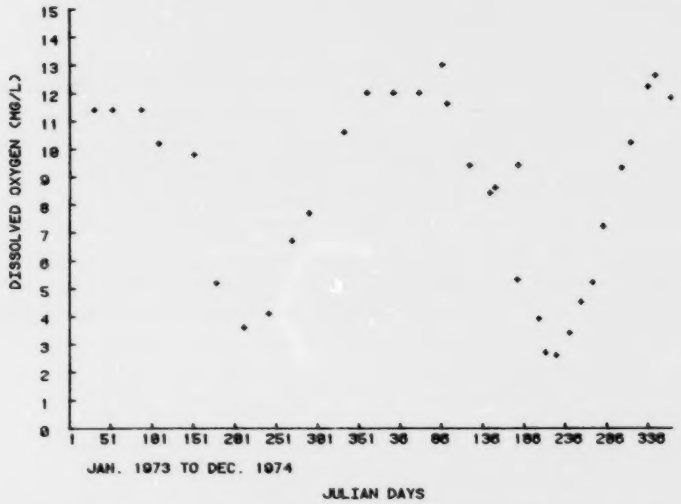


Figure 6. Oxygen concentrations in the St. Croix River during low flow conditions, January 1973 to December 1974.

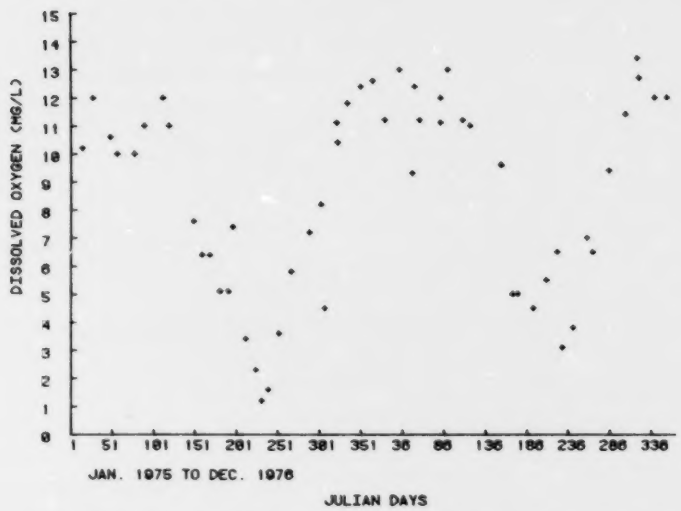


Figure 7. Oxygen concentrations in the St. Croix River during low flow conditions, January 1975 to December 1976.

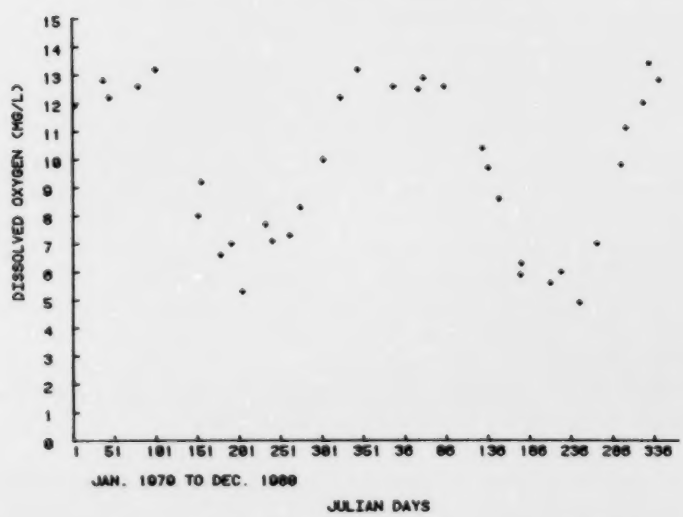


Figure 8. Oxygen regime after installation of treatment facility in 1978.

Since the installation of the secondary treatment facility at Woodland, dissolved oxygen concentrations have generally complied with the water quality objective. However, strict control of river and effluent discharge rate must be maintained to avoid episodal oxygen depletion and the possibility of fish kills. One such event occurred on August 28, 1980 (Fig. 15), when an electrical malfunction at the Woodland Mill caused a reduction in river discharge from the Grand Falls Dam. This, coupled with undiminished effluent loading and high water temperature (23.0°C), resulted in low dissolved oxygen concentrations at Milltown. Following this incident a minimum oxygen concentration of 0.5 mg/L was recorded, and levels remained below the 5.0 mg/L objective for six days.

Figures 9 to 27 present simulated dissolved oxygen concentrations from the two water quality models as well as the measured oxygen profile. For sampling dates during autumn, winter and spring both models predict dissolved oxygen concentrations similar to those actually observed. One exception to this was observed for January 22, 1981 (Fig. 16), when both WATQUAL and 1-DIM predicted oxygen concentrations well above the measured values. Extremely cold air temperatures during this period interfered with both Winkler and meter oxygen determinations and thus the measured values must be viewed with caution. In addition, the St. Croix River was partially ice-covered, which would interfere with the rate of oxygen exchange at the air-water interface. Thus, a combination of measurement uncertainty and an unmodelled reduction in dissolved oxygen diffusion rate probably account for the poor model predictions.

The period of greatest dissolved oxygen concern occurs during the summer and early fall, when the Atlantic salmon are in the river, and water temperature is sufficiently high to result in oxygen depletion. Comparison of model predictions for the summer months indicates overall good prediction by both models, with the 1-DIM profile generally being closer to the measured profile. On June 25, 1981 (Fig. 18), both WATQUAL and 1-DIM predicted dissolved oxygen concentrations much higher than those actually observed. Scrutiny of field observations indicated that inaccuracy of dissolved oxygen measurement was not implicated. In fact, data from the USGS Automatic Water Quality Monitor at Milltown corroborated the observed field values. This suggested that the poor model agreement could be attributed to inappropriate model input data. There is a leck of confidence in both the accuracy and representation of the Georgia Pacific BOD loadings parameter. The BOD values used in the two models are those measured for the sampling date. This does not account for the approximately 16-hour lag or travel time between Woodland and Milltown, or the retention time of the secondary treatment facility. The BOD load on the day before water quality sampling was 4039 kg/day, a value considerably higher than the June 25 value of 2511 kg/day. However, use of this BOD value does not significantly improve the predictability of the two models, suggesting that other input data may be involved in the poor agreement between modelled and measured dissolved oxygen profiles.

In general, the WATQUAL simulation tended to predict values higher than those observed, while the 1-DIM model predicted lower values. This was particularly noticeable at the Milltown node where oxygen depletion is the most severe. With respect to the intention of maintaining the Atlantic salmon in the St. Croix River, the most suitable water quality model is the 1-DIM, as it predicts values lower than those actually observed. This tendency for low prediction should provide managers with sufficient time to adjust river and effluent discharge rates during periods of predicted oxygen depletion.

RECOMMENDATIONS

Modelling

Based on the water quality simulation produced by the One-Dimensional Hydrodynamic model on the St. Croix River, a number of recommendations can be made to improve the use of this model:

(1) The one-dimensional model should be formatted so that one reaeration coefficient value can be read at every cross section, as in Manning's "n" roughness coefficient.
(2) The sediment oxygen demand (SOD) should be mathematically incorporated in the one-dimensional model, for better simulation in case of high deposition areas.
(3) The one-dimensional water quality model user's manual should be updated.

It is also recommended that the St. Croix River be re-surveyed for more accurate soundings and that a complete new set of water quality data be collected, if future modelling is to be done on this river. The present simulation by the one-dimensional model was carried out with soundings collected in 1967 and 1981, surveyed by Boothbay Engineering Services Inc. and Water Survey of Canada respectively, whereas the water quality data were collected in 1979–1982.

FIGURE 9

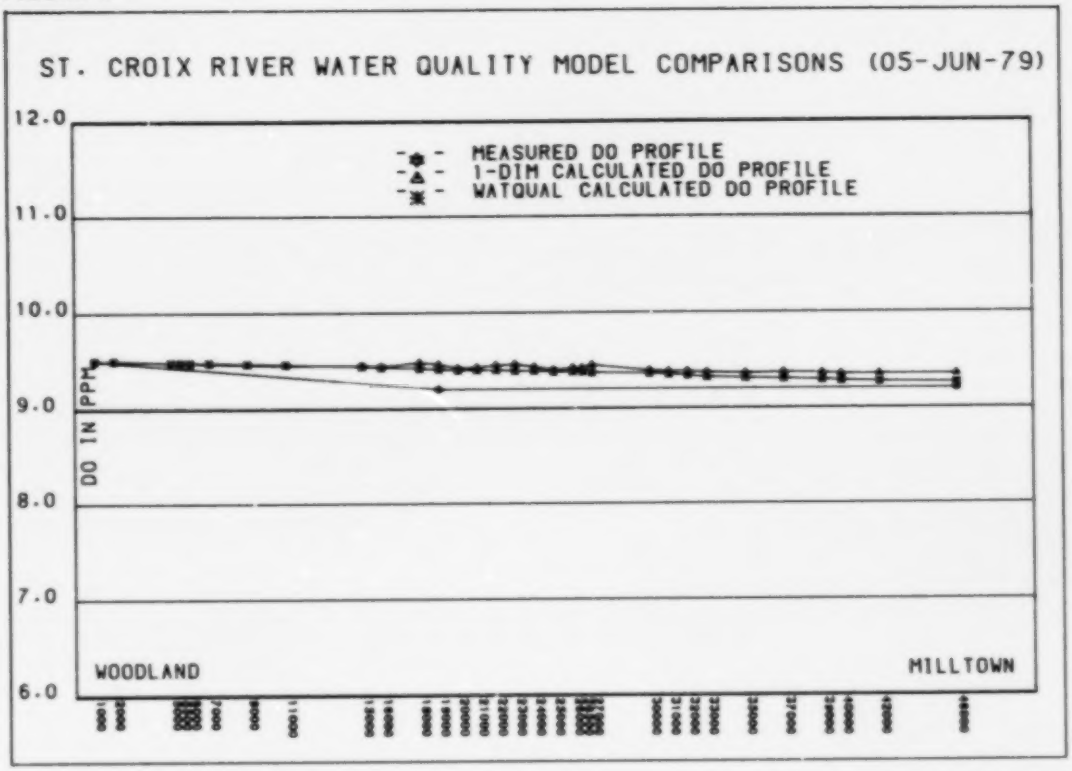
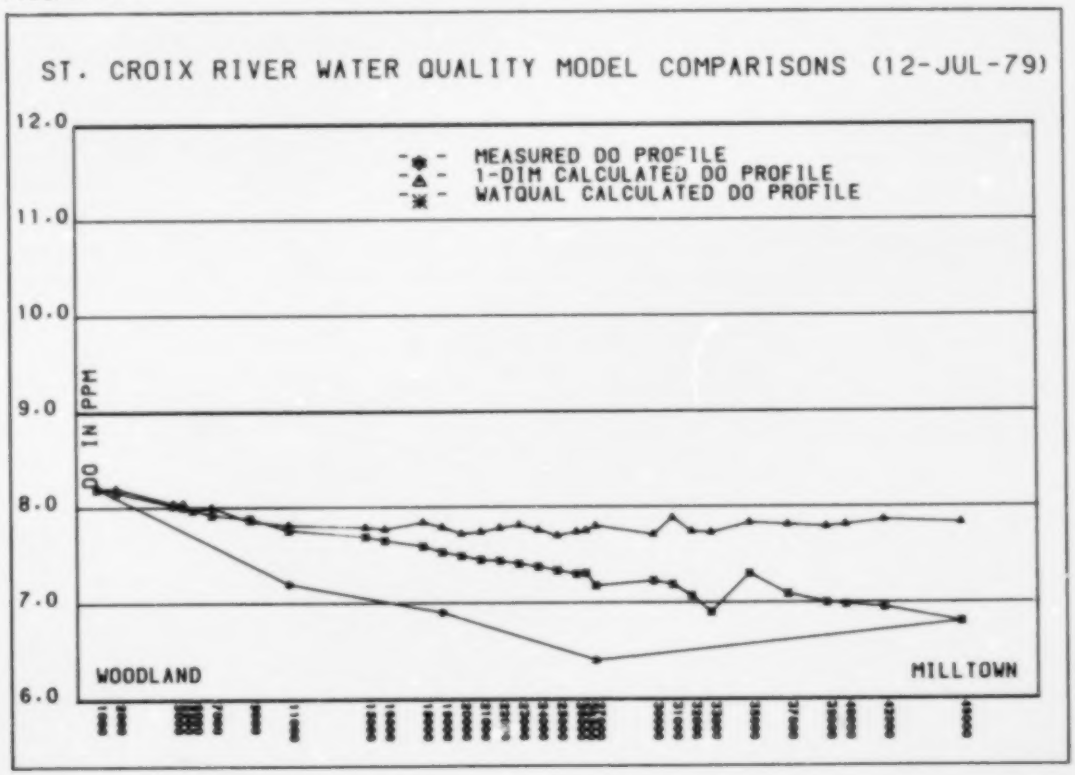


FIGURE 10



Figures 9 to 27 illustrate simulated dissolved oxygen concentrations from the two water quality models, 1979-1982.

FIGURE 11

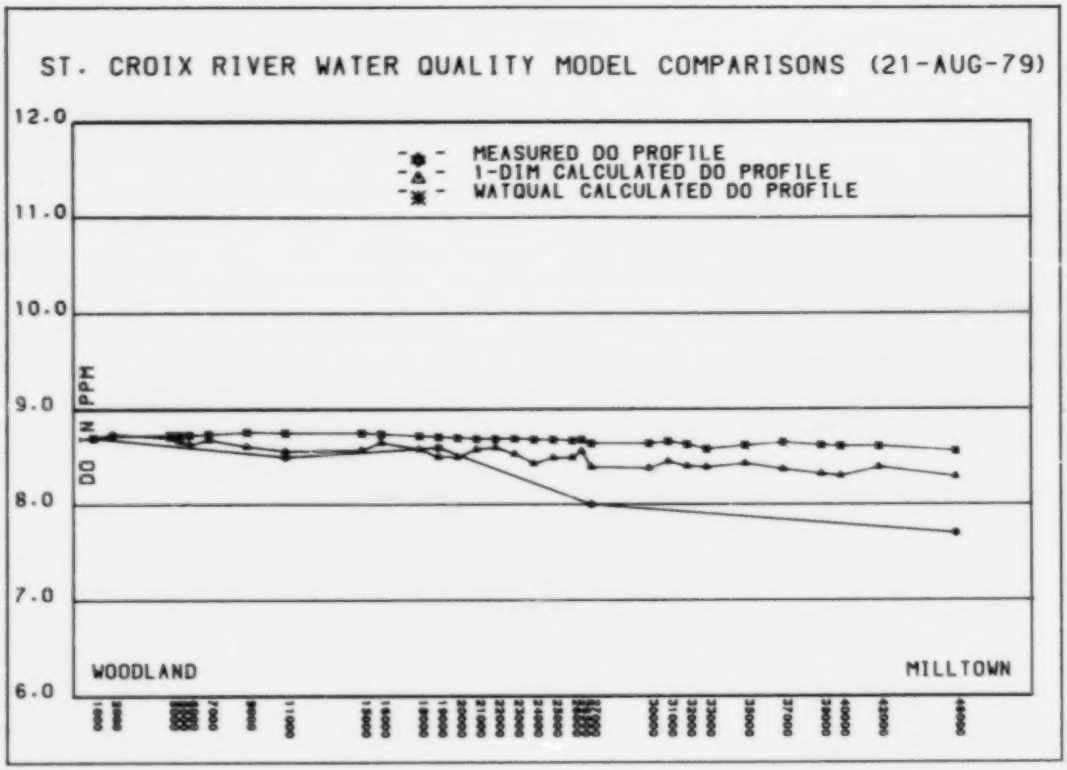


FIGURE 12

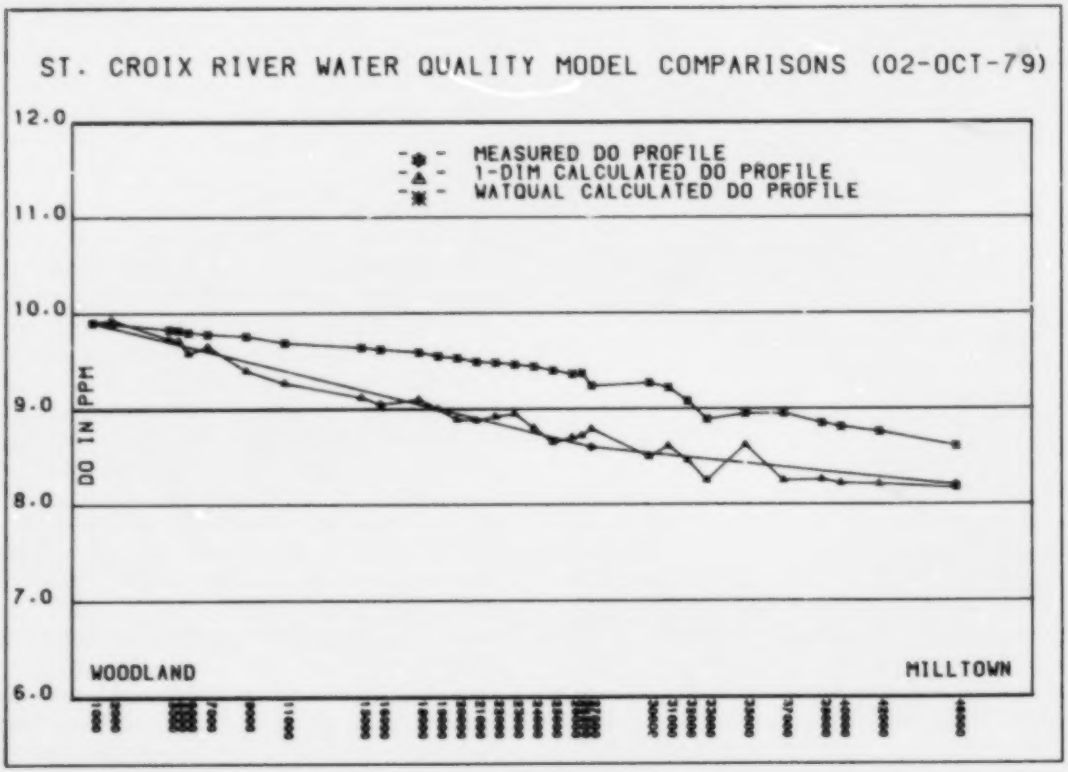


FIGURE 13

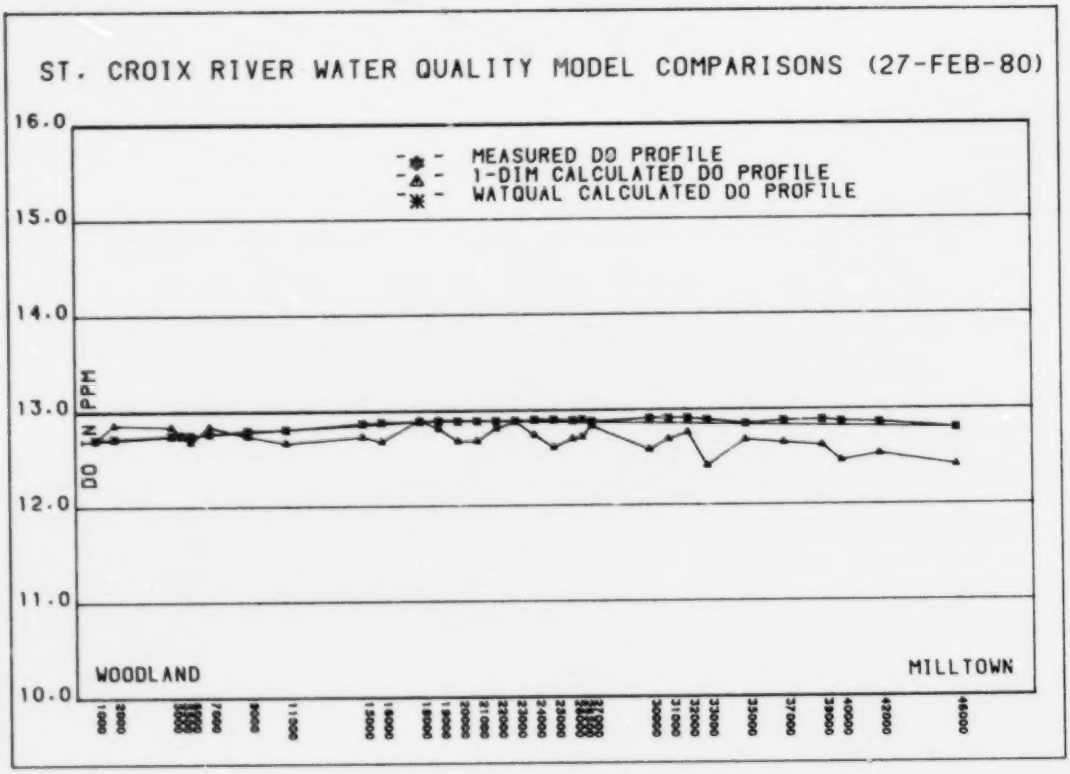


FIGURE 14

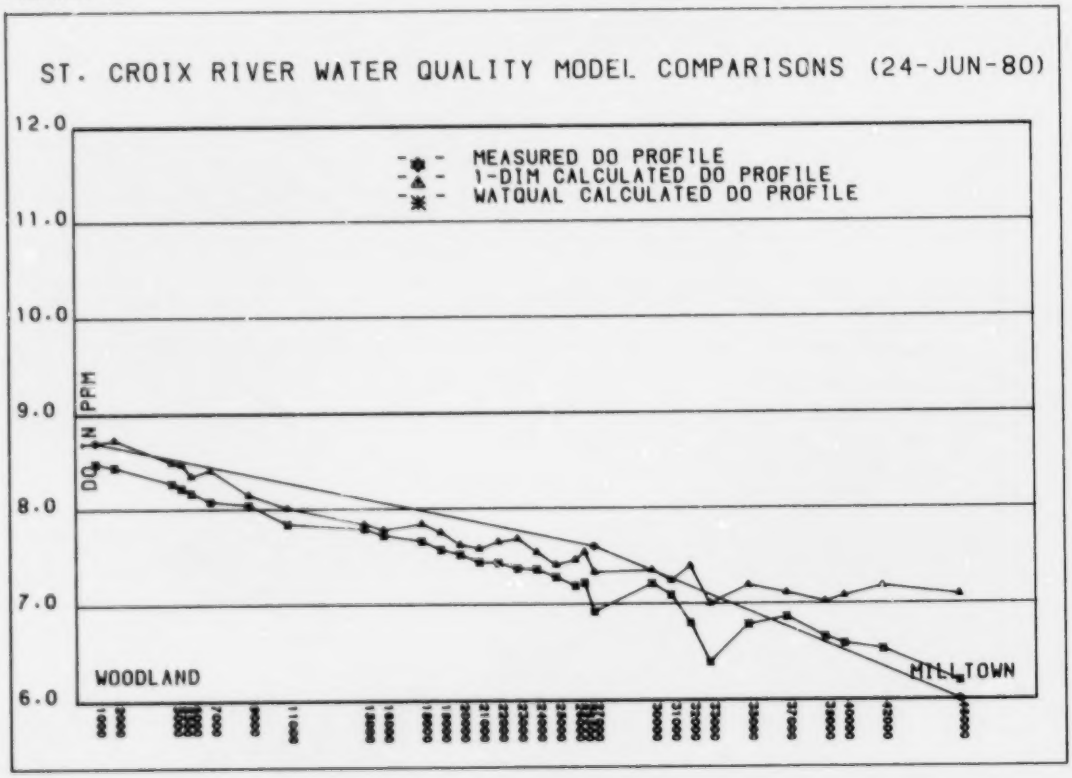


FIGURE 15

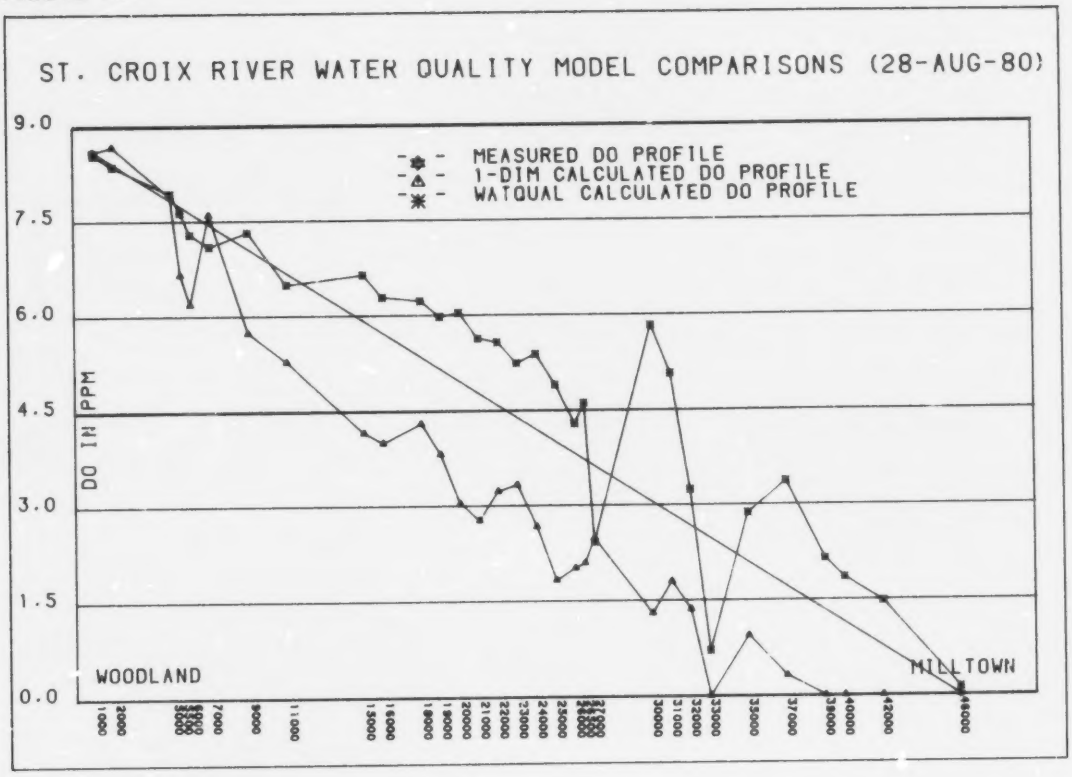


FIGURE 16

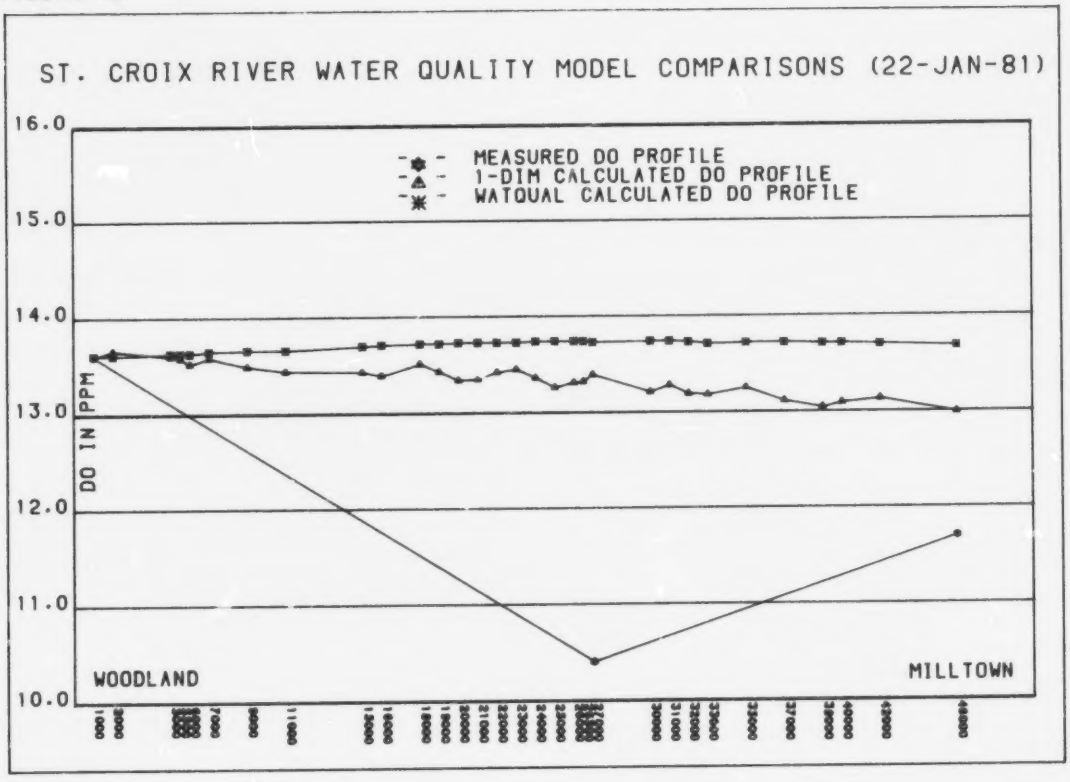


FIGURE 17

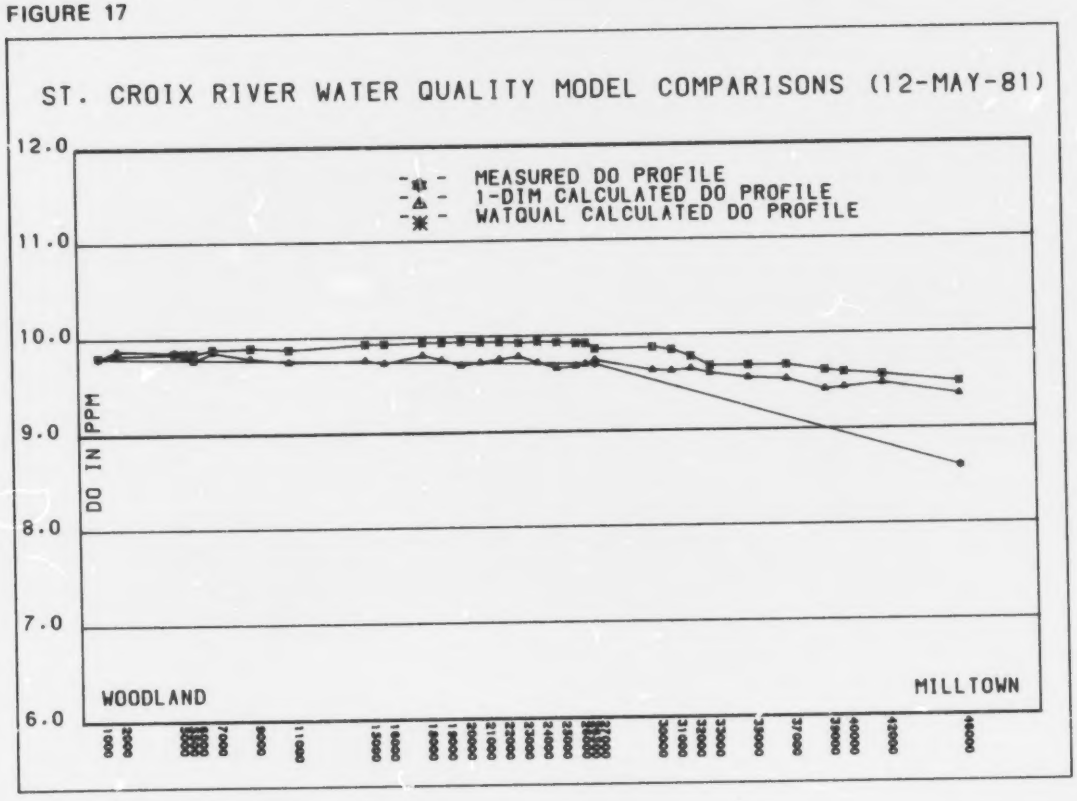


FIGURE 18

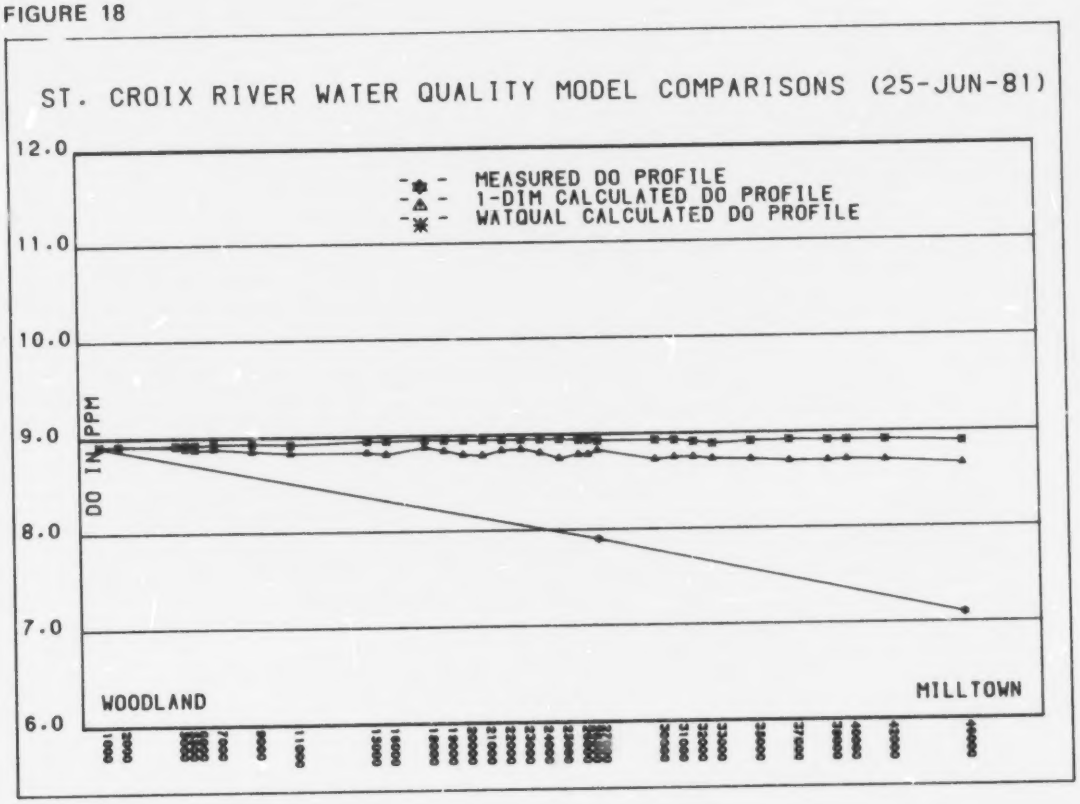


FIGURE 19

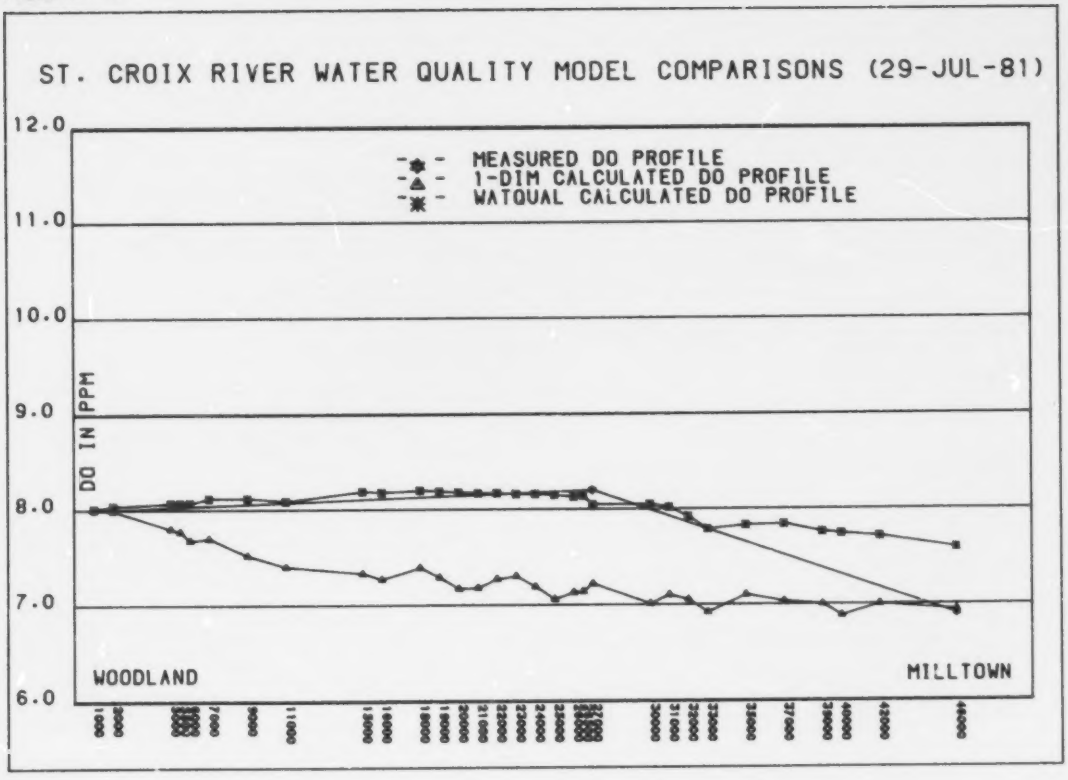


FIGURE 20

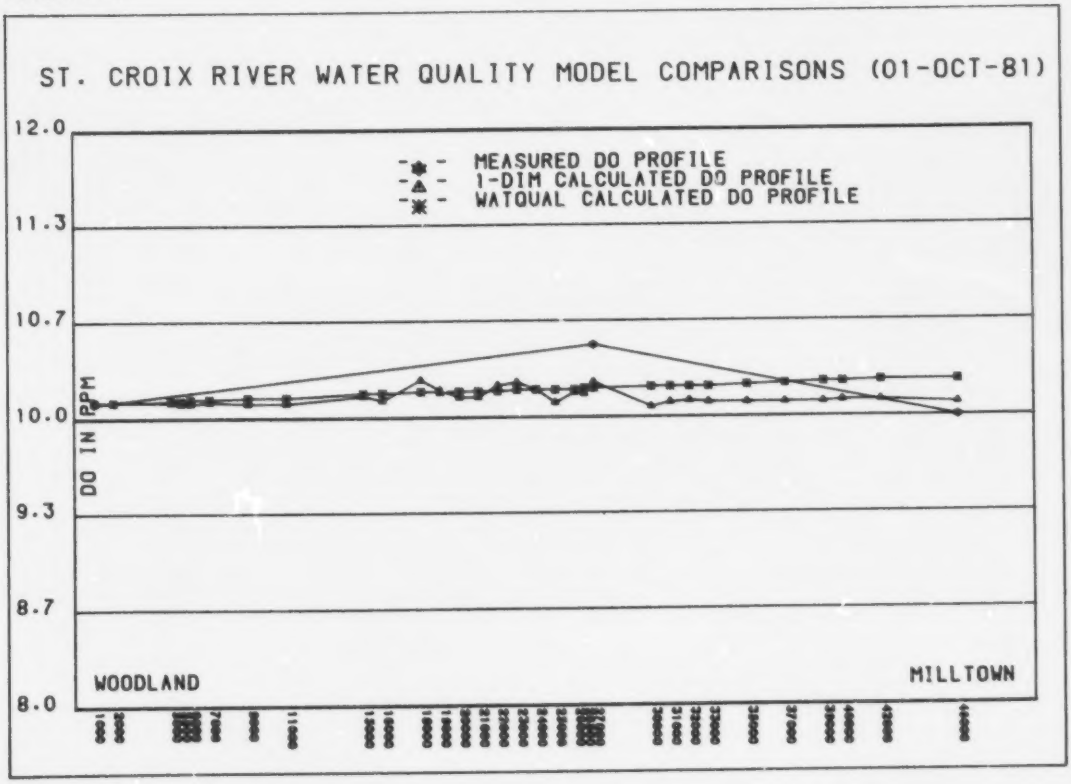


FIGURE 21

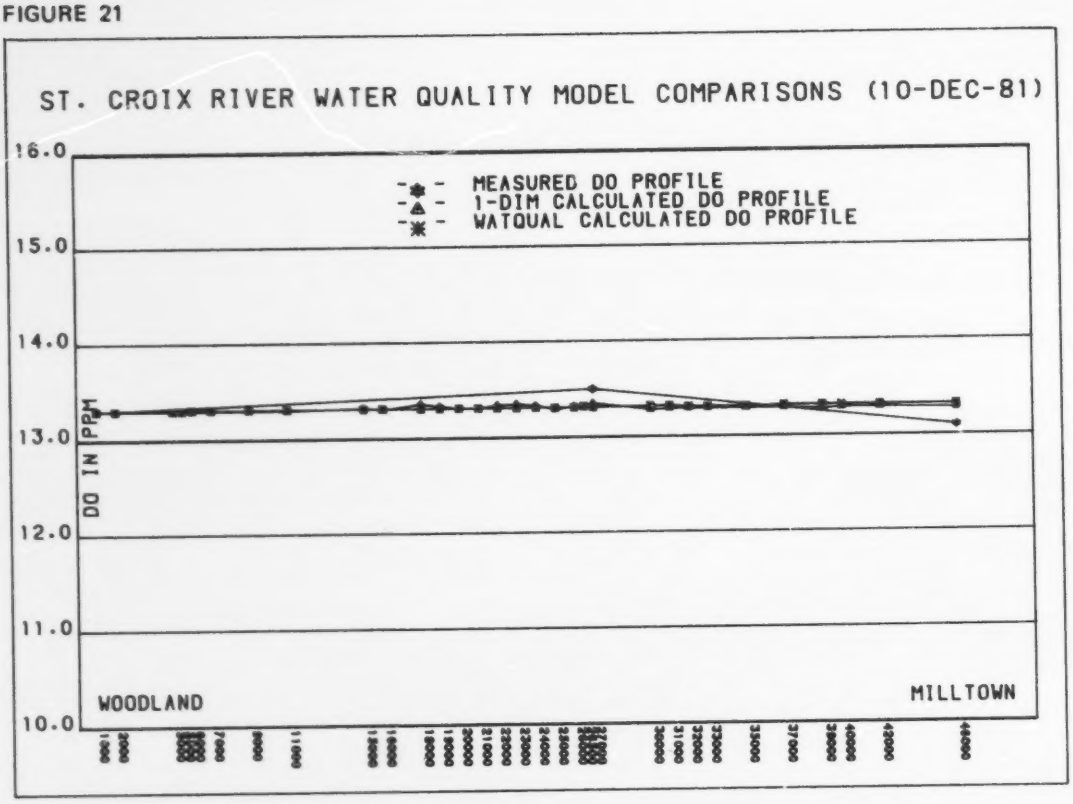


FIGURE 22

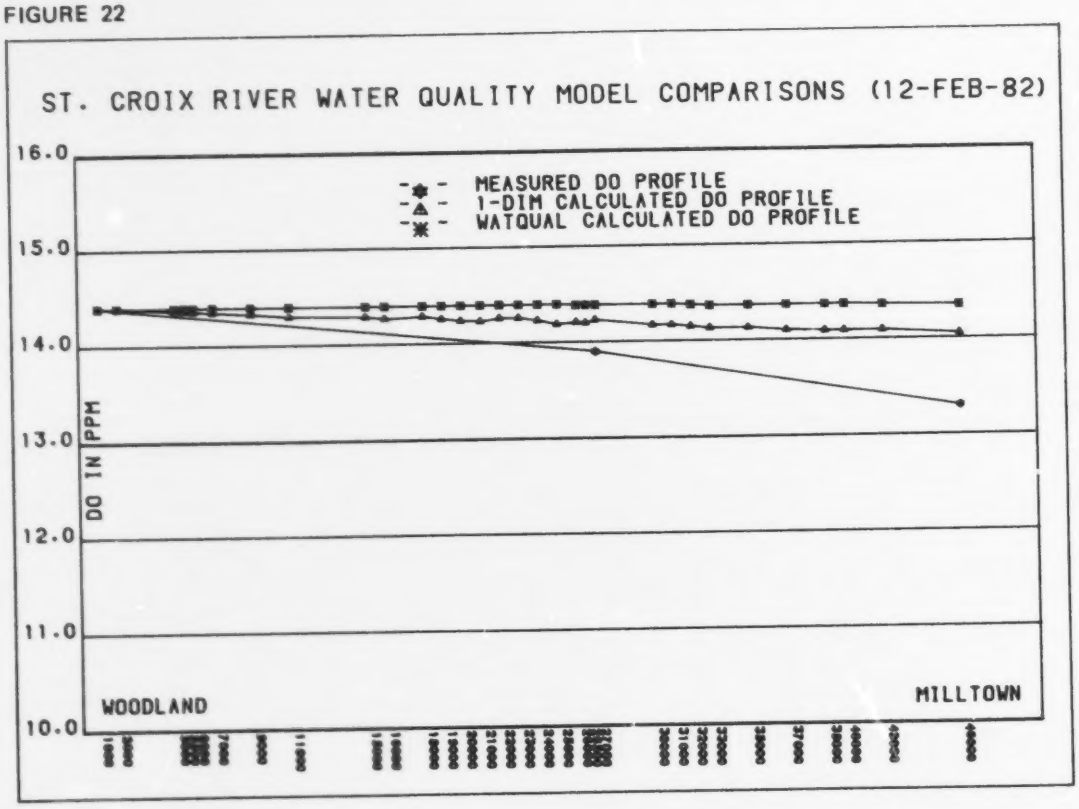


FIGURE 23

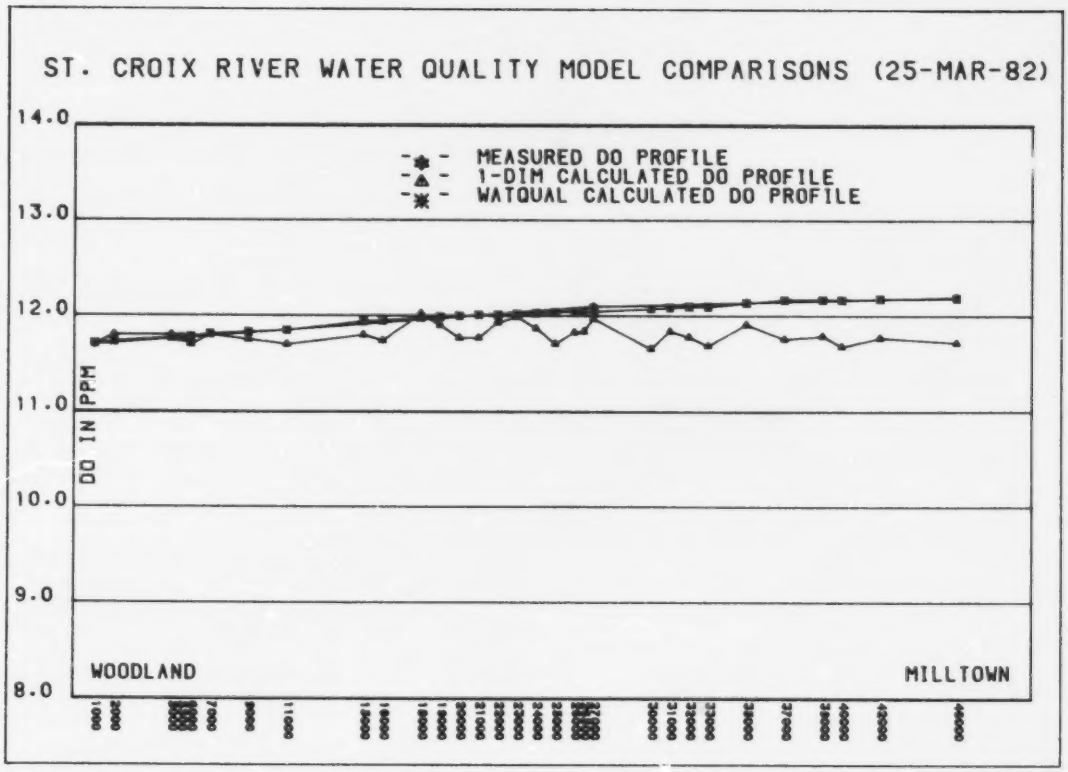


FIGURE 24

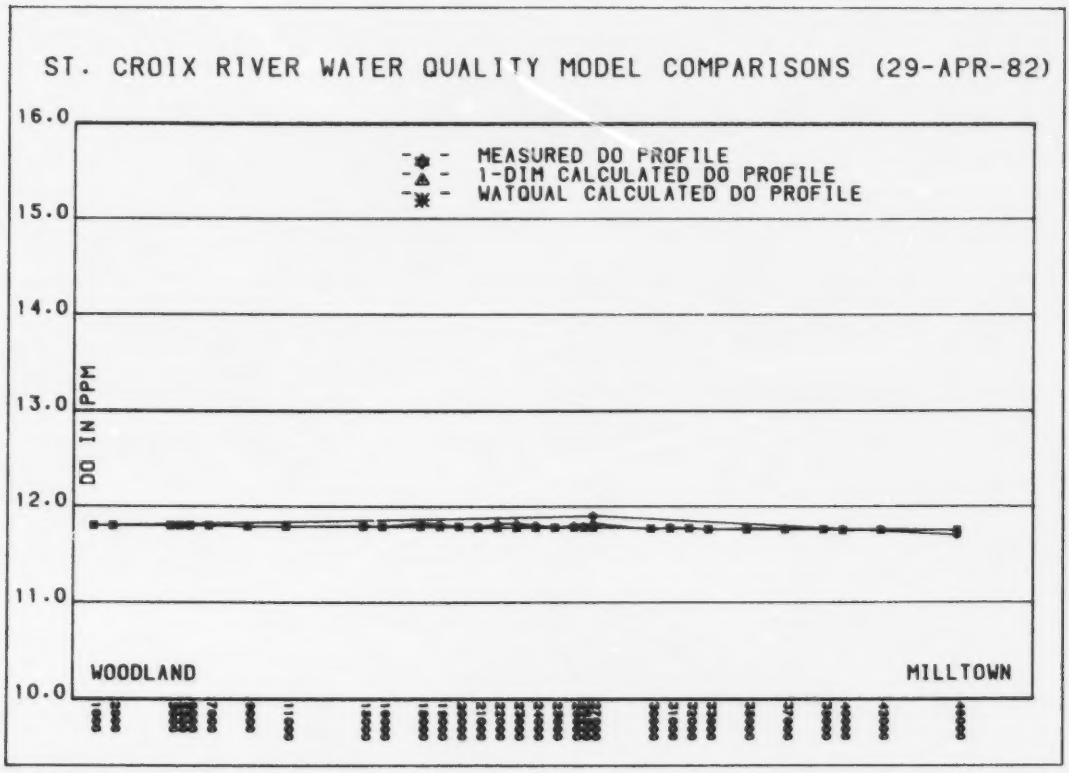


FIGURE 25

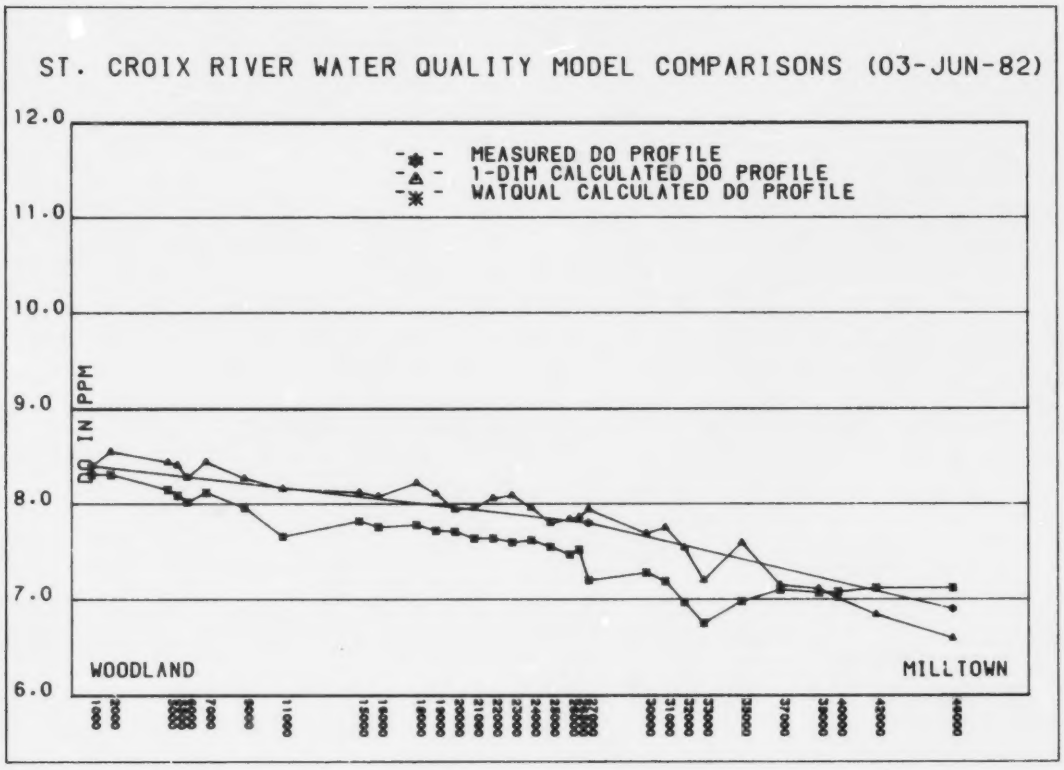


FIGURE 26

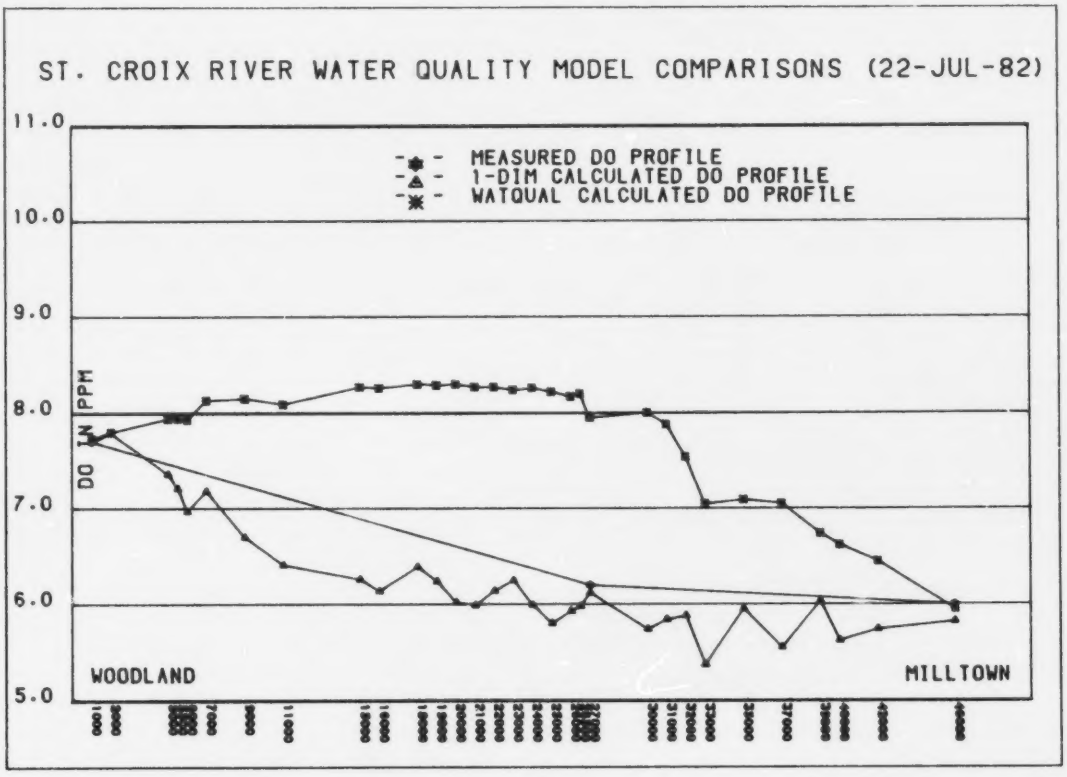
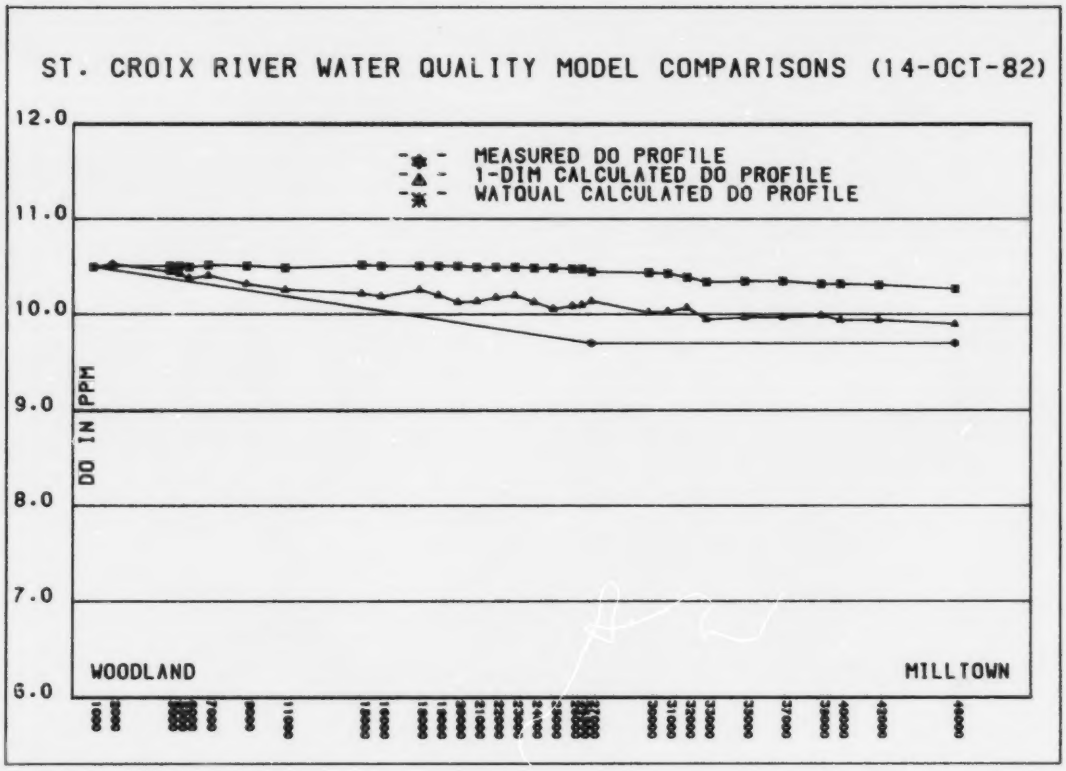


FIGURE 27



Water Quality Management

Two separate modelling studies have been conducted on the St. Croix for water quality. The first was undertaken with the help of two distinct models: the hydraulic model HEC-2 and the water quality model WATQUAL. Simulations had proven to be successful, as seen in Technical Bulletin No. 121 (Boutot and Clair, 1981). The second study was undertaken to investigate the water quality modelling aspects of the river by means of a more sophisticated model, the One-Dimensional Hydrodynamic model.

The simulation with this one-dimensional model was also shown to be successful and is as good as HEC-2 and better than WATQUAL. If we compare the versatility of the one-dimensional model as opposed to WATQUAL and HEC-2, we find that the one-dimensional model has several advantages.

It is recommended that the One-Dimensional Hydrodynamic model be used in future river studies, as this model can simulate water quantity and water quality simultaneously or separately. Also, far more water quality parameters can be analyzed than from the previous study, since the one-dimensional model can accommodate up to 13 such parameters.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to thank D.H. Cullen, Water Quality Branch, Moncton, and D.W. Farley, Water Planning and Management Branch, Ottawa, for their support and encouragement in initiating the study and in preparing the report. The authors would also like to thank Sandra Maxsom, our secretary, for typing the report.

BIBLIOGRAPHY

Acres Consulting Services. 1971. Water Quality Management and its Application to the Saint John River.

Boutot, W. 1981. Program XSECT. Internal Report, Water Planning and Management Branch, Inland Waters Directorate, Environment Canada, Ottawa.

Boutot, W. and T.A. Clair. 1981. Dissolved Oxygen Modelling of the St. Croix River, Maine-New Brunswick. Technical Bulletin No. 121. Water Planning and Management Branch, Inland Waters Directorate, Environment Canada, Ottawa, Ontario.

Brydges, J.C. May 1974. Documentation Program WATQUAL.

Clair, T.A. 1980. Water Quality Branch Study of the St. Croix River. Internal Report, Water Quality Branch, Atlantic Region, Environment Canada, Moncton, N.B.

Dailey, J.E. and D.R.F. Harleman. October 1972. Numerical Model for the Prediction of Transient Water Quality in Estuary Networks. Report No. 158.

Draper, D.W. 1974. Program WATQUAL and its Application to the Frenchville-Grand Falls Reach of the Saint John River. Internal Report, Water Planning and Management Branch, Environment Canada, Ottawa.

Harleman, D.R.F. and C.H. Lee. 1967. The Computation of Tides and Currents in Estuaries and Canals. U.S. Army Corps of Engineers Report, October, 1967.

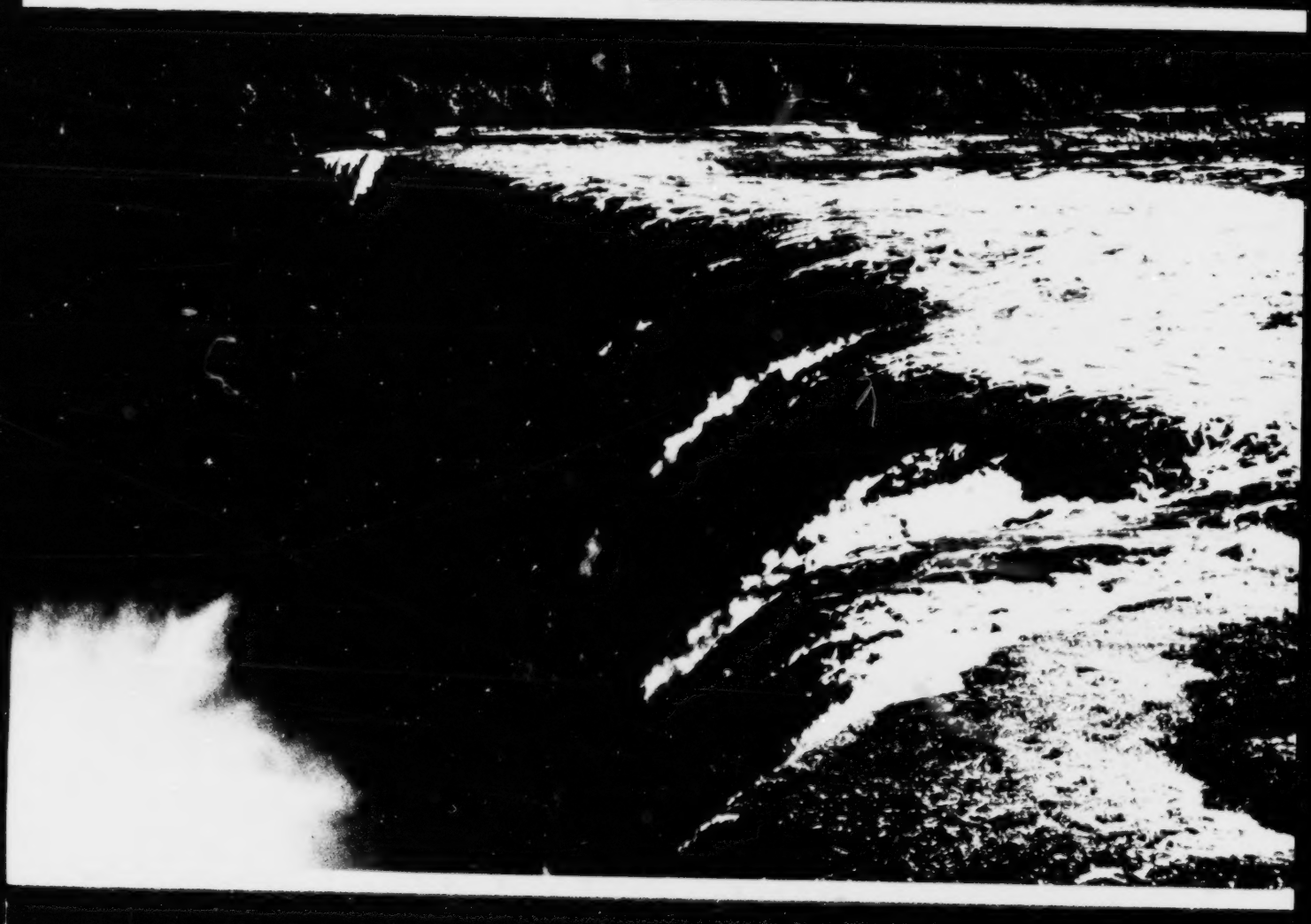
Nolan, P.M. and A.F. Johnson. 1977. Sediment Oxygen Demand Investigation, St. Croix River, Maine, U.S.A. and New Brunswick, Canada. U.S. Environmental Protection Agency, Region 1, Report 1989, August 1977.

Owens, M., R. Edwards and J. Gibbs. 1964. Some Reaeration Studies in Streams. Int. J. Air Water Pollut., Pergamon Press, Vol. 8, pp. 469-486.

Sydor, M. Fraser River Study. 1980.

U.S. Army Corps of Engineers. 1967. Cross Section and Sampling Survey, St. Croix River, Maine-New Brunswick. New England Division, Waltham, Mass.

U.S. Army Corps of Engineers. 1973. HEC-2 Water Surface Profiles. New England Division, Waltham, Mass.



Environnement Canada
Environment Canada

Modélisation des concentrations en oxygène dissous de la rivière Ste-Croix — Comparaison des modèles

Willard Boutot* et Geoffrey Howell†

*Division des systèmes de gestion des eaux
Direction de la planification et de la gestion (eaux)
Direction générale des eaux intérieures
Ottawa (Ontario)

†Direction de la qualité des eaux
Direction générale des eaux intérieures
Région de l'Atlantique
Moncton (Nouveau-Brunswick)

ÉTUDE N° 135, COLLECTION DES RAPPORTS TECHNIQUES

DIRECTION GÉNÉRALE DES EAUX INTÉRIEURES
DIRECTION DE LA PLANIFICATION ET DE LA GESTION (EAUX)
OTTAWA (ONTARIO)
et
DIRECTION GÉNÉRALE DES EAUX INTÉRIEURES
RÉGION DE L'ATLANTIQUE
DIRECTION DE LA QUALITÉ DES EAUX
MONCTON (NOUVEAU-BRUNSWICK) 1985

© Ministre des Approvisionnements et Services Canada 1985
Nº de cat. En 36-503/135F
ISBN 0-662-93245-5

Table des matières

	Page
RÉSUMÉ	v
ABSTRACT	v
INTRODUCTION	1
DESCRIPTION DU MODÈLE	1
SECTEUR ÉTUDIÉ	1
Configuration du réseau modélisé de la rivière Ste-Croix	3
DONNÉES D'ENTRÉE	3
ÉTALONNAGE	5
Quantité d'eau	5
Qualité des eaux	6
COMPARAISON DES MODÈLES (MODÈLE UNIDIMENSIONNEL PAR RAPPORT AU HEC-2)	7
HEC-2	7
Modèle hydrodynamique unidimensionnel	7
Équation de continuité	9
Équation de la quantité de mouvement	9
Limitations du modèle	9
HEC-2	9
Modèle hydrodynamique unidimensionnel	10
COMPARAISON DES MODÈLES (MODÈLE UNIDIMENSIONNEL COMPARÉ AU MODÈLE WATQUAL)	10
Modèle hydrodynamique unidimensionnel	10
WATQUAL	11
Aération par l'atmosphère	12
Photosynthèse	12
Consommation d'oxygène par le benthos	12
RÉSULTATS ET CONCLUSIONS	14
RECOMMANDATIONS	25
Modélisation	25
Gestion de la qualité des eaux	26
REMERCIEMENTS	26
BIBLIOGRAPHIE	26

Tableaux

1. Valeurs qualitatives et quantitatives applicables à l'eau, employées pour l'étalonnage des modèles WATQUAL et ONED, 1979–1980	4
2. Valeurs qualitatives et quantitatives applicables à l'eau, employées pour l'étalonnage des modèles WATQUAL et ONED, 1981–1982	5
3. Coefficients de rugosité rectifiés pour chaque section transversale	6

Tableaux (suite)

Page

4. Comparaison des modèles 13

5. Liste des symboles pour les paramètres de qualité de l'eau et séquence d'identification 13

Illustrations

Figure 1. Carte des tronçons étudiés 2

Figure 2. Comparaison des modèles appliquée à l'étude de la rivière Ste-Croix 3

Figure 3 Croquis permettant de définir le volume témoin 8

Figure 4. Croquis permettant de définir la section transversale de chenaux arbitraires 8

Figure 5. Représentation physique d'après l'équation de continuité ... 8

Figure 6. Concentration d'oxygène dans la rivière Ste-Croix pendant les périodes d'étiage, de janvier 1973 à décembre 1974 15

Figure 7. Concentration d'oxygène dans la rivière Ste-Croix pendant les périodes d'étiage, de janvier 1975 à décembre 1976 15

Figure 8. Régime d'oxygénation après l'installation d'ouvrages de traitement en 1978 15

Figures 9–27. Concentrations d'oxygène dissous, simulées à partir des deux modèles de qualité des eaux, 1979–1982 16

Résumé

On a effectué une étude comparative pour déterminer l'applicabilité du modèle hydrodynamique, numérique et unidimensionnel à la modélisation de la qualité de l'eau, par rapport aux modèles HEC-2 et WATQUAL. Les résultats des simulations faites avec le modèle unidimensionnel ont démontré que ce modèle était tout aussi satisfaisant que le modèle HEC-2 et supérieur au modèle WATQUAL. En comparant les divers modèles du point de vue de leur versatilité, nous avons constaté que le modèle hydrodynamique, numérique et unidimensionnel était le plus avantageux.

Abstract

A comparative study was carried out to determine the applicability to water quality modelling of the numerical One-Dimensional Hydrodynamic model as opposed to the HEC-2 and WATQUAL models combined. Results of the simulations with the one-dimensional models showed this model to be as good as the HEC-2 and better than the WATQUAL. Comparing the versatility of the alternatives, we find that the One-Dimensional Hydrodynamic model performs to great advantage.

Modélisation des concentrations en oxygène dissous de la rivière Ste-Croix — Comparaison des modèles

Willard Boutot et Geoffrey Howell

INTRODUCTION

Après l'achèvement du rapport intitulé «Modélisation de la teneur en oxygène dissous de la rivière Ste-Croix» (Boutot et Clair, 1981), on a décidé qu'il était souhaitable de faire une étude plus poussée concernant les détails de la modélisation de la qualité des eaux dans ce cours d'eau, en employant un modèle plus sophistiqué, c'est-à-dire le modèle hydrodynamique unidimensionnel. Par conséquent, on a donc entrepris une étude comparative en 1984, en utilisant les mêmes données d'entrée pour évaluer la performance de ce modèle par rapport à celle des modèles plus simples HEC-2 et WATQUAL utilisés auparavant.

Les graphiques sur les sections transversales ayant l'objet de nouveaux relevés et les sections transversales ayant fait l'objet de diagrammes, ainsi qu'un exemple d'un essai de simulation sur sortie imprimée sont disponibles sur demande à l'auteur.

DESCRIPTION DU MODÈLE

On a élaboré le modèle hydrodynamique, numérique et unidimensionnel au MIT au début des années 1970. Depuis, on l'a appliqué à de nombreux projets canadiens, tels que l'étude du fleuve Saint-Laurent, l'étude des sédiments du cours inférieur du fleuve Fraser, et plus récemment, l'étude du delta de Peace-Athabasca.

Le modèle unidimensionnel permet de simuler un régime d'écoulement transitoire dans un réseau de chenaux qui peuvent contenir des secteurs d'emmagasinement, diverses structures de régulation hydraulique, et se trouver à la limite des zones d'influence des marées. On peut réaliser une simulation transitoire de la qualité des eaux, ou des calculs de prévision de la qualité des eaux, en même temps que des calculs hydrauliques; l'ensemble constitue un modèle compréhensif du point de vue des études quantitatives et qualitatives des eaux.

Les équations fondamentales permettant de décrire la propagation des grandes ondes dans les chenaux ouverts, sont les équations de continuité et les équations de la quantité de mouvement; on les résout au moyen d'une méthode précise de fonctions implicites d'éléments finis, employée dans ce modèle. L'équation fondamentale appliquée à la simulation de la qualité des eaux représente une équation de conservation de la masse, incluant les processus de transport (advection et dispersion) et les réactions dans lesquelles de la masse est ajoutée ou enlevée au système.

SECTEUR ÉTUDIÉ

La rivière Ste-Croix constitue la frontière internationale entre le Canada et les États-Unis, sur une longueur d'environ 124 km de son parcours. Dans la majeure partie du bassin versant, et sur 110 km du cours supérieur de la rivière Ste-Croix, on considère la qualité des eaux comme parfaite. Le tronçon éveillant des inquiétudes sérieuses sur la qualité des eaux, représente 14 km du cours inférieur de cette rivière entre Woodland (Maine) et Milltown (Nouveau-Brunswick). Dans cette région, les problèmes sont causés par d'importants rejets industriels à Woodland, et, dans une moindre mesure, par les déchets urbains et le trop-plein combiné des réseaux d'égouts des villes de Woodland et de Baileyville dans le Maine. La Georgia Pacific Corporation exploite à Woodland une usine de pâte à papier Kraft qui produit de la pâte à papier totalement blanchie et rejette les effluents dans une installation de traitement secondaire, puis dans la rivière Ste-Croix. Cet effluent est caractérisé par une charge organique élevée qui est la cause d'une consommation d'oxygène considérable dans le réseau hydrographique.

Le lit du cours d'eau est principalement composé de graviers dans les portions où l'écoulement est rapide, et contient des accumulations de débris organiques dans les plans d'eau stagnante et les secteurs abrités. On a subdivisé le réseau hydrographique en 31 sections transversales originales, déterminées d'après les travaux réalisés par le *Corps of Engineers* de l'armée américaine (figure 1). Boutot et Clair (1981) présentent une description plus détaillée des caractéristiques du bassin fluvial.

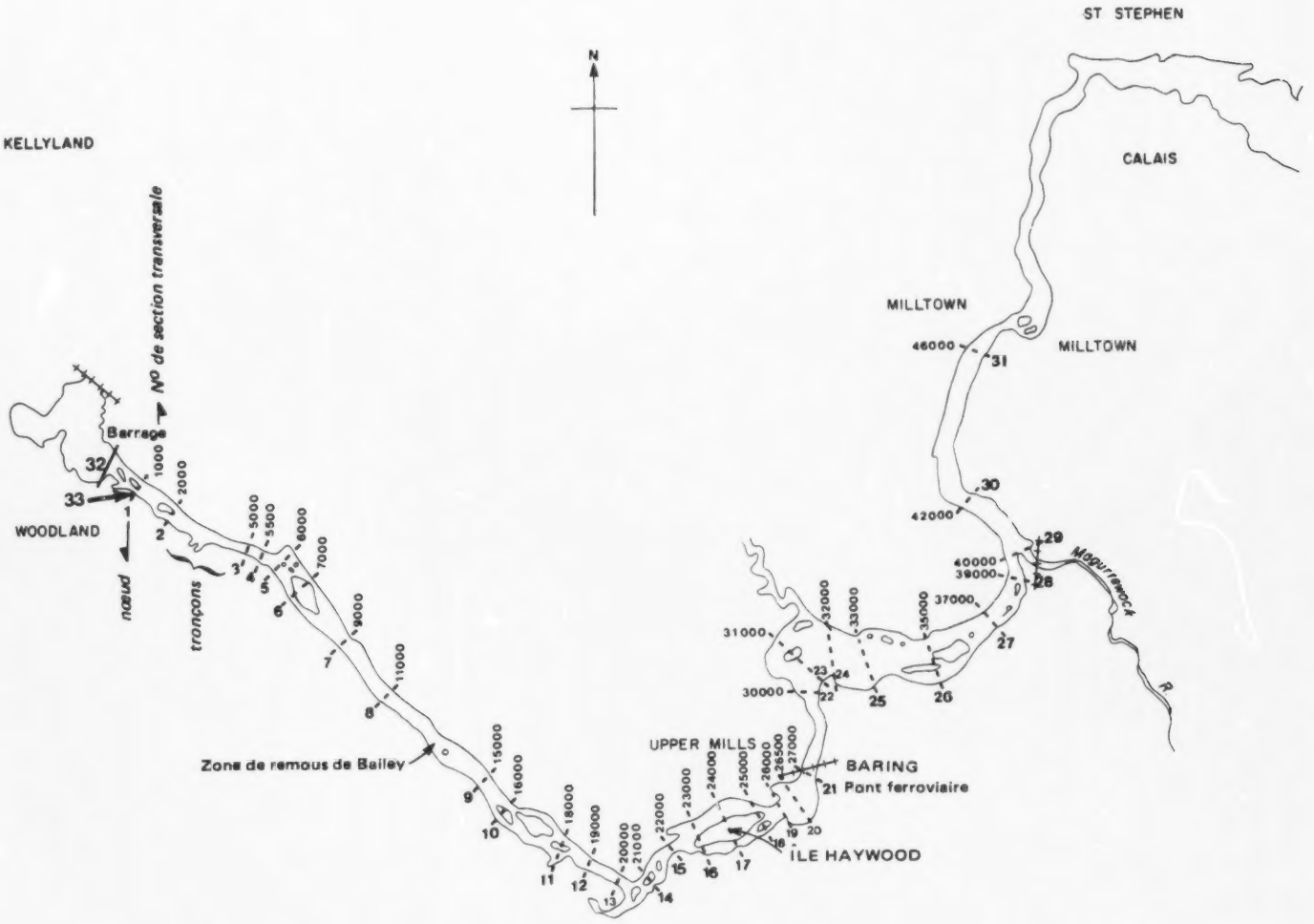


Figure 1. Carte des tronçons étudiés.

Configuration du réseau modélisé de la rivière Ste-Croix

Le réseau hydrographique a été subdivisé en quatre tronçons contenant 31 sections transversales originales de 150 à 1200 m de long, choisies en fonction des travaux réalisés par le *Corps of Engineers* de l'armée américaine (1967). Le premier tronçon d'amont (tronçon 6666) commence au poste de chaînage nº 1000 et se termine au poste 11000. Le tronçon suivant (tronçon 7777), en aval du premier, se situe entre le poste de chaînage nº 11000 et le poste nº 27500. Le tronçon 8888 se situe entre seulement deux sections transversales originales, c'est-à-dire entre le poste 27500 et le poste 30000. Le dernier (tronçon 9999) se situe entre le poste 30000 et le poste 46000. À la figure 1, le nº 32 représente le point d'entrée des eaux venant du barrage de la Georgia-Pacific, et le nº 33 représente le point d'entrée de la charge résiduaire provenant de l'usine de la Georgia-Pacific.

DONNÉES D'ENTRÉE

On a utilisé pour la modélisation hydrodynamique unidimensionnelle les mêmes groupes de données d'entrée que dans la modélisation WATQUAL, sauf que l'on a remplacé les sections transversales originales correspondant aux stations 1000, 2000, 11000, 27000 et 30000 par huit sections transversales correspondant aux stations 1000, 2000, 11000, 27000, 27500 à l'échelle Baring, ainsi que 28000, 28500 et 30000, qui ont fait l'objet d'un levé de la part du Service de relevés hydrologiques du Canada en août 1981. En comparant cinq de ces sections transversales aux levés respectifs originaux de 1967 faits par le *Corps of Engineers*, de l'armée américaine, on a constaté une mauvaise concordance dans les mesures de la largeur au sommet ou de la section transversale, ou des deux Les anomalies observées peuvent être attribuées soit à l'enlèvement des boues du lit du cours d'eau depuis 1967, soit au fait que les mesures transversales de

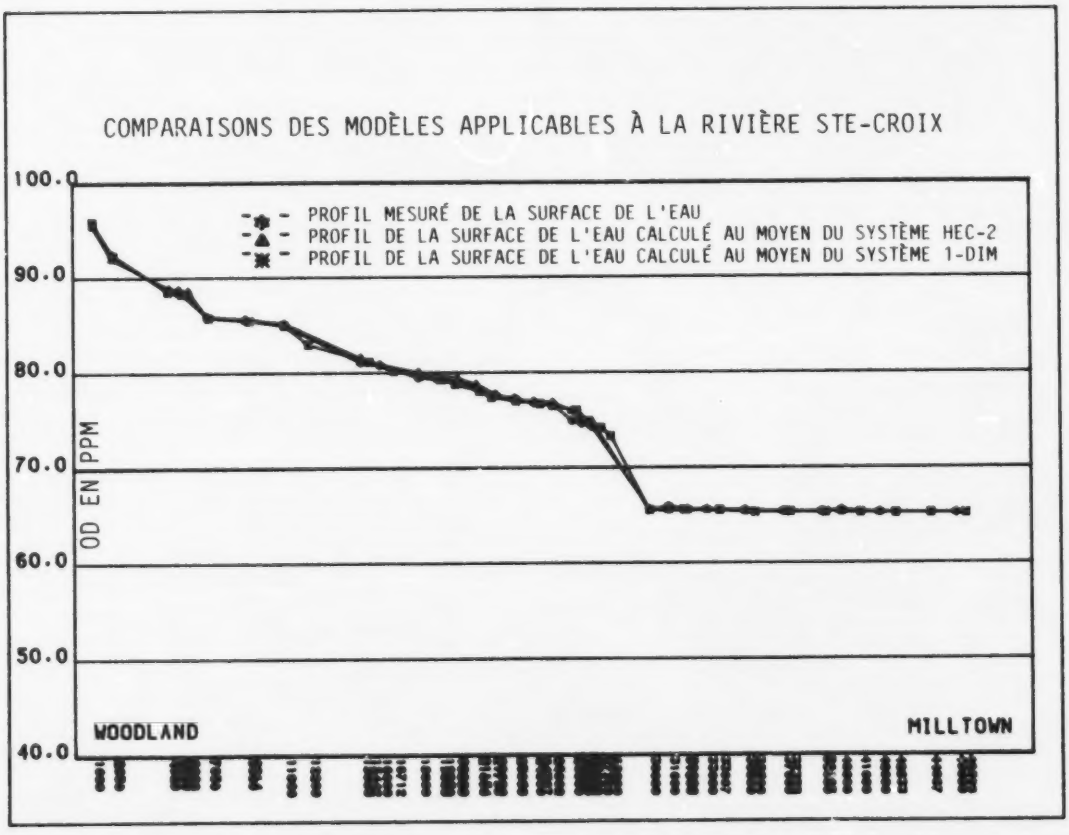


Figure 2. Comparaison des modèles appliquée à l'étude de la rivière Ste-Croix.

1981 n'aient pas été effectuées exactement aux endroits précisés. Étant donné que l'on ne pouvait localiser les sections transversales qu'en les identifiant sur les cartes à grande échelle, il est possible que les erreurs de positionnement des sections le long du cours d'eau s'élèvent à 60 m.

Le modèle hydrodynamique unidimensionnel peut comporter plus de dix paramètres de qualité des eaux, en particulier la salinité, la température, la demande biochimique d'oxygène (DBO), la concentration d'oxygène dissous (OD), la concentration de coliformes ainsi que la concentration de lignines et de divers

Tableau 1. Valeurs qualitatives et quantitatives applicables à l'eau, employées pour l'étalonnage des modèles WATQUAL et ONED, 1979-1980

Date	Débit du cours d'eau (m^3/s)	Demande biochimique d'oxygène (DBO) Charge sur 5 jours (kg/jour)	Station	Température (°C)	Concentration d'oxygène dissous (OD), le long d'une section transversale (ppm)
80-08-28	15.5	5900	Kellyland	22.5	8.6
			Woodland	22.5	—
			Bailey Rips	22.5	—
			Haywood Is.	22.5	—
			Baring	22.5	—
			Milltown	22.5	0.0
80-06-24	32.6	2287	Kellyland	22.5	8.7
			Woodland	—	—
			Bailey Rips	—	—
			Haywood Is.	—	—
			Baring	23.0	7.6
			Milltown	23.0	5.9
80-02-27	53.6	1555	Kellyland	0.5	13.0
			Woodland	—	—
			Bailey Rips	—	—
			Haywood Is.	—	—
			Baring	—	12.9
			Milltown	—	12.8
79-10-02	36.6	2486	Kellyland	—	10.5
			Woodland	—	—
			Bailey Rips	—	—
			Haywood Is.	—	—
			Baring	8.6	8.8
			Milltown	8.2	8.4
79-08-21	80.0	1552	Kellyland	17.0	9.5
			Woodland	17.0	8.5
			Bailey Rips	17.0	8.5
			Haywood Is.	17.0	8.6
			Baring	17.0	8.0
			Milltown	17.5	7.7
79-07-12	68.9	3081	Kellyland	22.0	8.6
			Woodland	23.0	8.0
			Bailey Rips	24.0	7.2
			Haywood Is.	25.0	6.9
			Baring	23.0	6.4
			Milltown	21.5	6.8
79-06-05	338.2	1980	Kellyland	16.5	12.8
			Woodland	17.0	8.8
			Bailey Rips	—	—
			Haywood Is.	—	—
			Baring	15.1	9.2
			Milltown	15.1	9.2

éléments nutritifs. Dans ces études, on a seulement simulé les paramètres DBO et OD, pour comparer les résultats à ceux donnés par le système WATQUAL.

On a choisi dix-neuf différentes conditions d'écoulement dans le cas de l'étude WATQUAL, d'après les tableaux 1 et 2.

ÉTALONNAGE

Quantité d'eau

Avant de combiner les paramètres de qualité des eaux avec les données hydrauliques d'entrée, on a tout d'abord étalonné le modèle unidimensionnel afin qu'il cadre avec le profil de surface des eaux. Les valeurs du coefficient de rugosité «n» de Manning

Tableau 2. Valeurs qualitatives et quantitatives applicables à l'eau, employées pour l'étalonnage des modèles WATQUAL et ONED, 1981-1982

Date	Débit du cours d'eau (m^3/s)	Demande biochimique d'oxygène (DBO), charge sur 5 jours (kg/jour)	Station	Température (°C)	Concentration moyenne d'oxygène dissous le long d'une section transversale (ppm)
81-01-22	61.2	1830	Woodland	6.6	13.6
			Baring	6.6	9.8
			Milltown	6.6	11.7
81-05-12	35.99	1580	Woodland	16.5	9.8
			Baring	16.5	9.7
			Milltown	16.5	8.6
81-06-25	94.59	1141	Woodland	25.5	8.9
			Baring	25.5	7.9
			Milltown	25.5	7.1
81-07-29	65.06	2630	Woodland	28.0	8.0
			Baring	28.0	8.2
			Milltown	28.0	6.9
81-10-01	240.7	386	Woodland	14.0	10.1
			Baring	14.0	10.5
			Milltown	14.0	10.0
81-12-10	243.1	2072	Woodland	4.0	13.3
			Baring	4.0	13.5
			Milltown	4.0	13.1
82-02-12	120.4	2414	Woodland	6.0	14.40
			Baring	6.0	13.90
			Milltown	6.0	13.30
82-03-25	82.5	2023	Woodland	17.0	11.7
			Baring	17.0	12.1
			Milltown	17.0	12.2
82-04-29	220.2	3209	Woodland	10.0	11.8
			Baring	10.0	11.9
			Milltown	10.0	11.7
82-06-03	40.95	6810	Woodland	28.0	8.4
			Baring	28.0	7.8
			Milltown	28.0	6.9
82-07-22	31.0	2741	Woodland	30.0	7.7
			Baring	30.0	6.2
			Milltown	30.0	6.0
82-10-14	55.8	1516	Woodland	18.5	10.5
			Baring	18.5	9.7
			Milltown	18.5	9.7

sont présentées au tableau 3. Ces valeurs représentent les valeurs d'étalonnage à chaque section transversale du réseau hydrographique. À l'aide d'un traceur Calcomp, on a représenté le profil de la surface de l'eau calculé avec le modèle unidimensionnel, vis-à-vis du profil mesuré; les résultats apparaissent à la figure 2 (page 3).

Qualité des eaux

On a étalonné les modèles de qualité des eaux en postulant que les valeurs de la vitesse de décomposition de la matière organique concordent avec la concentration mesurée d'oxygène dissous.

Les simulations au moyen du modèle unidimensionnel furent réalisées en employant le coefficient moyen d'aération pour chaque tronçon du cours d'eau, alors que les mesures effectuées avec le système WATQUAL ne donnent qu'une valeur par section transversale. On n'a pas utilisé les valeurs de la demande des sédiments en oxygène (DSO) puisque ces paramètres ne sont pas intégrés au modèle.

La figure 2 décrit le calcul du profil de surface des eaux au moyen du système 1-DIM vis-à-vis de celui calculé au moyen du système HEC-2, en fonction des mesures effectuées *in situ*. Ce tracé démontre que les deux modèles permettent de simuler la ligne d'eau avec grande exactitude, après un étalonnage précis. Le tracé montre aussi une bonne simulation mathématique dans laquelle les gradients sont plus élevés, comme entre les stations de chainage 1000 à 2000, et 27500 à 30000. Lorsque les gradients sont très faibles, on peut aussi effectuer un étalonnage presque identique au profil mesuré de la surface des eaux.

Tableau 3. Coefficients de rugosité rectifiés pour chaque section transversale

Tronçon	N° de section transversale originale	Valeurs «n» de Manning	N° de section transversale interpolée	Valeur «n» de Manning
6666	1000	0.050	27600	0.050
	2000	0.060	27700	0.060
	5000	0 040	27800	0.065
	5500	0.020	27900	0.060
	6000	0.050	28000	0.065
	7000	0.020	28100	0.065
	9000	0.020	28200	0.085
7777	11000	0.030	28300	0.085
	15000	0.050	28400	0.085
	16000	0.050	28500	0.085
	18000	0.050	28600	0.110
	19000	0.050	28700	0.110
	20000	0.050	28800	0.110
	21000	0.050	28900	0.110
	22000	0.050	29000	0.110
	23000	0.050	29100	0.110
	24000	0.050	29200	0.110
	25000	0.050	29300	0.110
	26000	0.050	29400	0.110
	26500	0.050	29500	0.110
	27000	0.050	29600	0.110
8888	27500	0.050	29700	0.110
	*		29800	0.110
9999	30000	0.035	29900	0.110
	31000	0.035		
	32000	0.035		
	33000	0.035		
	35000	0.035		
	37000	0.035		
	39000	0.035		
	40000	0.035		
	42000	0.035		
	46000	0.035		

*Les numéros de la section transversale interpolée sont donnés à la colonne 4.

COMPARAISON DES MODÈLES (MODÈLE UNIDIMENSIONNEL PAR RAPPORT AU HEC-2)

HEC-2

La méthode standardisée par paliers désigne généralement le procédé de calcul employé dans ce modèle et que l'on utilise pour calculer la courbe de remous dans les chenaux des cours d'eau.

On résout les deux équations suivantes par un procédé itératif (méthode normalisée par paliers) pour calculer la hauteur inconnue d'une surface d'eau en une section transversale :

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \qquad (1)$$

$$h_e = L\bar{S}_f + C\left|\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right| \qquad (2)$$

où WS_1, WS_2 = hauteur de la surface de l'eau aux extrémités du tronçon
V_1, V_2 = vitesses moyennes (débit total : surface totale d'écoulement aux extrémités du tronçon)
α_1, α_2 = coefficients de la vitesse d'écoulement aux extrémités du tronçon
g = accélération de la pesanteur
h_e = perte de charge énergétique
L = longueur du tronçon pondérée en fonction du débit
$\bar{S}_f$ = gradient représentatif du frottement pour le tronçon
C = coefficient de perte par dilatation ou contraction.

Cette méthode est une application du principe de Bernoulli à l'énergie totale mesurable en chaque section transversale, et de l'équation de Manning à la perte de charge due au frottement de l'eau, d'une section transversale à l'autre. Dans ce programme, on a déterminé le gradient moyen de frottement de l'eau, pour un tronçon compris entre deux sections transversales, en fonction de la moyenne des vitesses de transport de l'eau aux deux extrémités du tronçon. On calcule les autres pertes en employant l'une de plusieurs méthodes. On calcule au moyen d'un procédé itératif la hauteur critique de la surface de l'eau correspondant à l'énergie spécifique minimale.

On peut exprimer l'énergie totale H par l'équation:

$$H = y + z + v^2/2g \qquad (3)$$

dans laquelle y = distance verticale entre le lit du cours d'eau et la surface de l'eau
z = hauteur du lit au-dessus du niveau de référence
$v^2/2g$ = charge cinétique
$y + z$ = WS = élévation de la surface de l'eau.

Ce programme permet de calculer et de représenter (au moyen d'une imprimante) le profil des eaux de surface dans des chenaux de cours d'eau de section transversale quelconque, et cela dans des conditions de débit sous-critique ou surcritique. On peut considérer dans les calculs les effets de divers ouvrages hydrauliques, tels que ponts, aqueducs, déversoirs, digues de protection et barrages. L'objectif principal du programme est la détermination des profils dans le cas de crues de fréquence diverse, dans des conditions naturelles et des conditions modifiées. Dans le second cas, il peut s'agir d'ouvrages d'amélioration des chenaux, de la construction de digues et de canaux de trop-plein. Les résultats peuvent être donnés soit en unités impériales soit en unités métriques.

Modèle hydrodynamique unidimensionnel

Les équations de Saint Venant permettent de décrire la propagation des grandes ondes dans les chenaux ouverts. Ces équations représentent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement régissant l'écoulement d'un liquide dans le chenal (Harleman et Lee, 1967).

Harleman et Lee (1967) ont obtenu des dérivations des équations de Saint Venant par des formulations de la méthode «matérielle». On donne ci-dessous les équations en fonction de la vitesse moyenne v, et de l'élévation de la surface de l'eau z (figures 3 et 4). Ainsi, l'*équation de continuité* est

$$\underset{1}{B\frac{\partial z}{\partial t}} + \underset{2}{Bv\frac{\partial z}{\partial x}} + \underset{3}{A\frac{\partial v}{\partial x}} + \underset{4}{v\frac{\partial A}{\partial x}}\Bigg|_{\underset{5}{z = \text{const.} = q_L}} \qquad (4)$$

L'*équation de la quantité de mouvement* est

$$\underset{6}{\frac{\partial v}{\partial t}} + \underset{7}{v\frac{\partial v}{\partial x}} + \underset{8}{\frac{vq_L}{A}} = \underset{9}{g}\left(\underset{10}{S_0 - \frac{v|v|}{C_z^2 R}}\right) - \underset{11}{g\frac{\partial h}{\partial x}} \qquad (5)$$

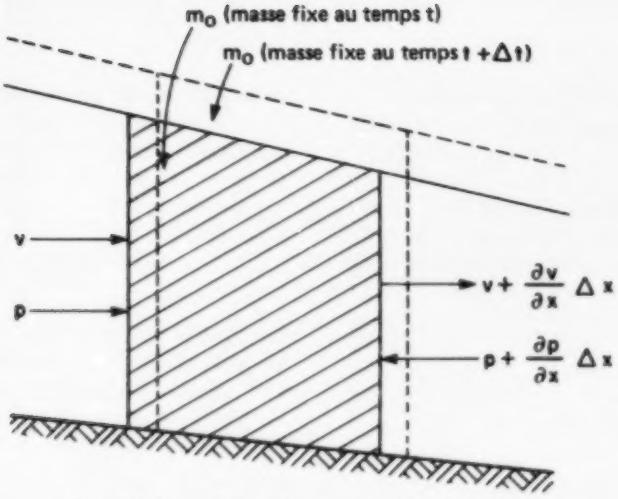


Figure 3. Croquis permettant de définir le volume témoin.

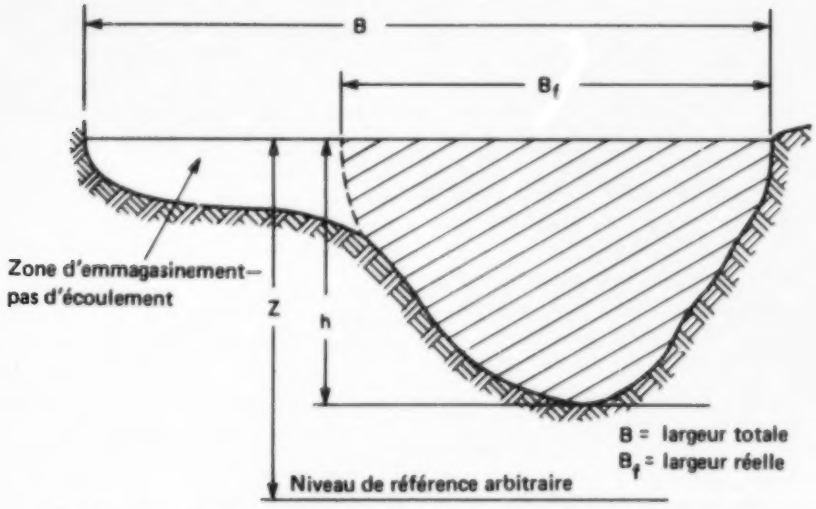


Figure 4. Croquis permettant de définir la section transversale de chenaux arbitraires.

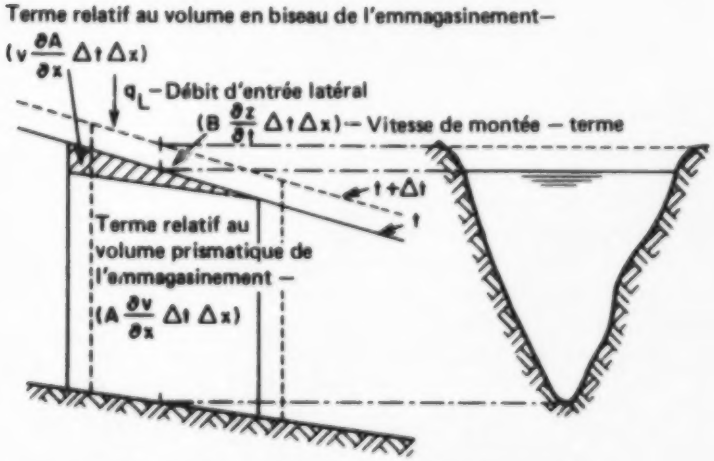


Figure 5. Représentation physique d'après l'équation de continuité.

Équation de continuité

Les divers termes contenus dans l'équation de continuité sont décrits ci-dessous :

1) «La vitesse de montée», indique les modifications de l'emmagasinement dues à des variations du niveau de la surface des eaux en fonction du temps.
2) «Le volume en biseau de l'emmagasinement» (figure 5), résultant de la variation de la vitesse de circulation dans les trois dimensions.
3) et 4) «Le volume prismatique d'emmagasinement», résultant de variations de la vitesse au contact de l'air, dans les trois dimensions (figure 5).
5) «Le débit d'entrée», indique la variation nette de masse en fonction du temps et des coordonnées spatiales, au-delà des termes relatifs à l'emmagasinement.

Équation de la quantité de mouvement

Les termes que l'on retrouve dans l'équation de la quantité de mouvement sont présentés ci-dessous :

6) Accélération due aux variations du débit en fonction du temps.
7) Accélération due à des variations de la vitesse par rapport aux coordonnées spatiales.
8) Effets d'accélération dus à un débit d'entrée latéral.
9) Force gravitaire due à la pente du lit.
10) Effet des forces de frottement.
11) Terme relatif aux pressions.

Dans le cas d'un chenal rectangulaire large, l'équation de continuité prend la forme particulière :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial x} = q_L \qquad (6)$$

Limitations du modèle

HEC-2

Vue d'ensemble des possibilités du programme

Le but de ce programme est de permettre de calculer les profils de la surface de l'eau dans le cadre d'un débit permanent, variant graduellement, dans des chenaux naturels ou artificiels. On peut calculer à la fois des profils surcritiques et sous-critiques du débit. Les effets de diverses obstructions telles que ponts, ponceaux, déversoirs et structures édifiées dans la plaine inondable doivent être inclus dans les calculs. Le procédé de calcul est basé sur la résolution de l'équation unidimensionnelle énergétique; la perte d'énergie résultant des frottements est évaluée au moyen de l'équation de Manning. Le procédé de calcul est généralement connu sous le nom de méthode standard par paliers. Le programme est conçu pour être appliqué à la gestion de la plaine inondable et aux études de prévention des inondations, dans le but d'évaluer les enrochements des canaux d'évacuation des crues et de définir les zones de danger d'inondation. En outre, on dispose de moyens d'évaluer les effets de l'amélioration des chenaux et l'influence des digues sur le profil de surface des eaux. Les unités d'entrée et de sortie peuvent être exprimées soit en mesures impériales, soit en mesures métriques.

Limitations du programme

Les hypothèses suivantes sont implicites dans les expressions analytiques qu'utilise ce programme :

1) L'écoulement est permanent.
2) Le débit varie graduellement.
3) L'écoulement est unidimensionnel (c'est-à-dire qu'on ne tient pas compte des composantes de la vitesse dans des directions autres que la direction d'écoulement).
4) Les chenaux des cours d'eau ont des pentes faibles, inférieures à 1 : 10.

On présume que l'écoulement est permanent, puisque les termes fonctions du temps ne sont pas inclus dans le terme énergétique (3). On présume aussi que le débit varie graduellement, puisque l'équation d'énergie 3 est basée sur l'hypothèse suivant laquelle il y a distribution de la pression hydrostatique en chaque section transversale. On présume que le débit est unidimensionnel, puisque l'équation 3 est basée sur l'hypothèse suivant laquelle la charge énergétique totale est la même en tous les points d'une section transversale. On présume aussi que les chenaux ont un faible gradient, parce que la hauteur-pression, qui est une composante de WS dans l'équation 3, est représentée par la hauteur d'eau mesurée verticalement.

Le programme ne permet pas de résoudre le problème de limites mobiles (p. ex. le transport des sédiments) et exige que les pertes d'énergie puissent être définies au moyen des termes contenus dans l'équation 2 ou au moyen des critères décrits dans le volume sur le HEC-2 (U.S. Army Corps of Engineers, 1973) dans le cas de l'écoulement en présence de ponts, de ponceaux ou de déversoirs.

Modèle hydrodynamique unidimensionnel

Vue d'ensemble des possibilités du modèle

On a construit ce modèle afin de faciliter les prises de décisions et de pouvoir simuler les processus hydrologiques, et résoudre les problèmes généraux de gestion dans le cadre de la planification des ressources en eau. Grâce à ce modèle, on peut simuler non seulement les paramètres physiques (pluviosité, calcul de la propagation des crues, irrigation), mais aussi les paramètres décisionnels (modes d'exploitation des réservoirs, objectifs de production hydroélectrique), dans un cadre suffisamment flexible pour permettre d'étudier l'influence d'un élément particulier dans le bassin (p. ex. un réservoir) ou toute autre portion du réseau hydrographique.

Ce modèle permet de simuler l'écoulement permanent et l'écoulement non permanent (hydrodynamique) dans un réseau hydrographique où diverses structures (barrages), les déversoirs, les ponceaux, les rapides, la couverture de glace et les réservoirs (levée et digues) constituent des obstructions.

Hypothèses relatives au modèle

Les hypothèses fondamentales formulées pour dériver les équations de Saint Venant sont les suivantes :

1) On postule que le débit est unidimensionnel, c'est-à-dire que dans le chenal, on peut grosso modo considérer le débit comme caractérisé par une vitesse uniforme en chaque section transversale et la surface libre comme une ligne horizontale perpendiculaire à la section transversale. Ceci implique que les effets centrifuges dus à la courbure du chenal et aux forces de Coriolis sont négligeables.
2) On postule que la pression est hydrostatique, c'est-à-dire que l'on considère comme négligeable l'accélération verticale, et comme homogène la densité du fluide.
3) On peut inclure les effets de frottement aux limites et de turbulence, en introduisant une force de résistance décrite par les équations empiriques de Manning ou les équations du facteur de frottement de Darcy-Weisbach.

À la suite de ces hypothèses, on peut formuler les équations de conservation au moyen de la méthode «matérielle» ou de la méthode du «volume témoin».

Dans la méthode matérielle, on obtient les caractéristiques d'écoulement en suivant le mouvement d'une masse liquide donnée pendant un petit accroissement du temps, au voisinage de la section fixe.

Dans la méthode du volume témoin, on dérive les équations en considérant la circulation de la masse et de la quantité de mouvement du liquide à travers un volume témoin fixe (voyez les figures 3 et 4). De même que le modèle HEC-2, ce modèle-ci ne permet pas de traiter du transport des sédiments.

COMPARAISON DES MODÈLES (MODÈLE UNIDIMENSIONNEL COMPARÉ AU MODÈLE WATQUAL)

Modèle hydrodynamique unidimensionnel

L'équation fondamentale sur laquelle est basée la simulation de la qualité des eaux est une équation de conservation de la masse, qui tient compte du processus de transport par advection et dispersion, et des réactions dans lesquelles de la masse est ajoutée ou enlevée au système.

$$\frac{\partial}{\partial t}(Ac) + \frac{\partial}{\partial x}(Qc) = \frac{\partial}{\partial x}\left(AE\frac{\partial c}{\partial x}\right) + \left\{\frac{r_i}{\rho} + \frac{r_e}{\rho}\right\}A \qquad (7)$$

où c = concentration de l'élément constituant
A = section transversale du chenal
Q = débit soumis à l'influence des courants de marée
E = coefficient de dispersion longitudinale pendant la marée
ρ = densité de l'eau
r_i = vitesse d'addition interne de masse par unité de volume, résultant de la formation de substances à l'intérieur du fluide
r_e = vitesse d'addition extérieure de masse par unité de volume, résultant des déplacements de matière à travers les limites du fluide.

Les réactions représentées par r_i et r_e varient suivant l'élément considéré de la qualité des eaux. Dans le cas d'un élément stable tel que la salinité, r_i et r_e sont tous deux égaux à zéro. La demande biochimique d'oxygène (DBO) n'est toutefois pas stable, et l'on décrit souvent sa régression à l'intérieur de la masse d'eau par une équation du premier ordre, dans laquelle $r_i = -Kc$. On exprime typiquement le coefficient K de cette réaction du premier ordre en jours^{-1}. Un terme décrivant une source de type extérieur est l'apport d'oxygène dissous (OD) à travers la surface libre, depuis l'atmosphère.

Si un élément constituant particulier fait partie d'un groupe d'éléments interactifs, on peut établir

une équation de conservation de la masse pour chacun d'eux. Dans le cas des trois éléments considérés dans cette étude, c'est-à-dire la température (considérée comme une constante), DBO et OD, les équations de conservation de la masse sont les suivantes :

Température :

$$\frac{\partial}{\partial t}(AT) + \frac{\partial}{\partial x}(QT) = \frac{\partial}{\partial x}\left(AE\frac{T}{\partial x}\right) - K_T A (T - T_e) \quad (8)$$

DBO :

$$\frac{\partial}{\partial t}(AL) + \frac{\partial}{\partial x}(QL) = \frac{\partial}{\partial x}\left(AE\frac{\partial L}{\partial x}\right) - K_1 AL \quad (9)$$

OD :

$$\frac{\partial}{\partial t}(AC) + \frac{\partial}{\partial x}(QC) = \frac{\partial}{\partial x}\left(AE\frac{\partial C}{\partial x}\right) - K_1 AL + K_2 A (C_s - C) \quad (10)$$

où T = température
T_e = température d'équilibre
L = concentration DBO
C = concentration OD
C_s = concentration OD à saturation
K_T = coefficient de baisse de la température
K_1 = coefficient de régression de DBO
K_2 = coefficient d'aération.

La demande biochimique d'oxygène et l'oxygène dissous sont influencées par la distribution de la température, outre l'effet de couplage résultant du terme de régression $-K_1AL$.

WATQUAL

Ce modèle est construit à partir d'un algorithme du cheminement des polluants, basé sur la formule de Streeter-Phelps exprimant la relation entre DBO et OD dans le cours d'eau. Dans ce modèle, sont inclus d'autres facteurs, tels que le rythme de la photosynthèse, la consommation d'oxygène par les sédiments, et divers taux de décomposition de la matière organique.

On obtient l'équation standard de Streeter-Phelps donnant la courbe de la diminution d'oxygène dissous, en combinant les processus de désoxygénation et de réoxygénation. On décrit ci-dessous la façon de procéder. Le taux de variation de DOD résultant de la décomposition des matières biodégradables est donné par :

$$dD/dt = K_1 L \quad (11)$$

où D = déficit en oxygène dissous (DOD) après le temps t (ppm)
t = temps d'incubation (ou durée d'écoulement en aval) (jours)
K_1 = coefficient de désoxygénation déterminé au moyen d'essais en laboratoire (base) ($jour^{-1}$)
L = DBO résiduelle après le temps t(ppm).

La demande biochimique d'oxygène (DBO) résiduelle dans le cours d'eau après le temps t est définie par :

$$L = L_{0e} K_{rt} \quad (12)$$

où L_0 = DBO (carboné) finale de la première étape (ppm)
K_r = coefficient de désoxygénation du cours d'eau (base e) ($jour^{-1}$).

Le coefficient K_r est défini par :

$$K_r = K_1 + K_3 \quad (13)$$

où K_3 = coefficient de désoxygénation expliquant les variations de la consommation d'oxygène résultant de processus tels que la sédimentation, la turbulence, l'activité biologique dans le lit du cours d'eau, le déficit en matières nutritives, et la présence de bactéries non acclimatées. Le terme K_3 peut être positif, négatif ou nul.

Le coefficient de désoxygénation est normalement fondé sur les résultats d'essais en laboratoire effectués sur des échantillons à une température de 20 °C. On obtient le coefficient propre au cours d'eau, en apportant une correction au coefficient mesuré à 20 °C, au moyen de l'équation suivante:

$$(K_r)t = (K_r)20(1.047^{t-20}) \quad (14)$$

où t = température du cours d'eau (°C).

Le taux de variation de DOD, causé par l'aération à partir de la surface ou par la réoxygénation de l'eau,

est représenté par :

$$dD/dt = K_2D \quad (15)$$

Aération par l'atmosphère

Le coefficient d'aération par l'atmosphère fait depuis quelques années l'objet d'un grand nombre d'études et de recherches. Ces études ont couvert une vaste gamme de cours d'eau, depuis les cours d'eau peu profonds et peu étendus de l'Angleterre, aux fleuves profonds, larges et à débit lent des États-Unis. Une équipe britannique, constituée par Owens et coll. (1964), a combiné les données obtenues en Grande-Bretagne à celles recueillies sur les cours d'eau de la vallée du Tennessee, et obtenu l'équation :

$$K_2 = 21.6U^{0.67}/H^{1.85} \quad (16)$$

où K_2 = coefficient d'aération par l'atmosphère
U = vitesse moyenne du cours d'eau
H = profondeur moyenne.

Photosynthèse

La variation totale de DOD, résultant des effets combinés de la désoxygénation et de l'aération, peut être représentée par une seule équation :

$$dD/dt = K_2D + K_1L \quad (17)$$

Par intégration, celle-ci donne :

$$D = \frac{K_1L_0}{K_2 - Kr}(e^{Krt} - e^{K_2t}) + D_{0e} - K_2t \quad (18)$$

où D_0 = DOD au temps t = 0 (ppm).

L'équation 18 est l'équation fondamentale de la courbe de diminution, et constitue le noyau autour duquel on bâtit le programme WATQUAL.

Dans le programme WATQUAL, il a été prévu d'inclure l'effet du taux de production d'oxygène photosynthétique sur la concentration d'oxygène dissous (OD) dans le cours d'eau. Pour tenir compte de cet effet, il faut inclure un terme que l'on ajoute à la formule fondamentale de Streeter-Phelps (équation 18). Le développement mathématique de ce terme est décrit dans le rapport présenté par Acres Consulting Services (1971). L'ajustement apporté au déficit en oxygène dissous, D, et tenant compte de la photosynthèse, est décrit par l'équation suivante :

$$D = \text{Équation 18} + (A/K_1)(1 - e^{-k2t})$$

où D = déficit en oxygène dissous (DOD), après le temps t ppm
A = section transversale moyenne d'écoulement (m^2)
K_1 = coefficient de désoxygénation déterminé au moyen d'essais en laboratoire (base e) ($jour^{-1}$)
t = variable temporelle.

Consommation d'oxygène par le benthos

Le déversement de produits résiduaires capables de se déposer aboutit souvent à la formation de «bancs de boue» immédiatement au-dessous du débouché d'un canal de décharge (Nolan et Johnson, 1977). Ces dépôts peuvent s'accumuler pendant un certain temps, si les vitesses d'écoulement des cours d'eau sont trop faibles pour permettre l'affouillement du fond de leur lit.

Avec l'augmentation de la profondeur, commence la décomposition anaérobie des matières organiques dans les couches profondes. Les produits de cette décomposition, CO_2, CH_4 et H_2S, remontent à travers la couche de boue, et atteignent les eaux sus-jacentes. Si la production de gaz est particulièrement élevée, les boues du fond peuvent être ramenées en surface, ce qui crée un sérieux problème esthétique, et parfois aussi un épuisement provisoire de l'oxygène dissous. La couche superficielle du dépôt de fond, qui se trouve en contact direct avec l'eau, subit généralement une décomposition aérobie, et de ce fait, retire de l'oxygène aux eaux sus-jacentes. Ceci représente une source négative pour OD, désignée par S_B.

La consommation d'oxygène par le fond du cours d'eau n'est pas toujours directement liée à la présence d'eaux résiduaires ou de boues résiduaires industrielles. Les déchets organiques solubles provoquent parfois la croissance de bactéries filamenteuses fixées, telles que les Sphaerotilus, qui peuvent consommer des quantités substantielles d'oxygène. La mort des végétaux aquatiques flottants ou enracinés et le ruissellement naturel peuvent contribuer à l'apport de matières organiques au fond, celles-ci consommant aussi de l'oxygène pendant leur phase de stabilisation. Dans le cas de Sphaerotilus, la valeur moyenne approximative du taux d'absorption (grammes d'O_2/m^2/jour) à 20 °C (10 g poids sec/m^2) est d'environ 7.

L'une des difficultés à introduire correctement cette source négative d'oxygène dissous (OD) dans le

Tableau 4. Comparaison des modèles

Modèle hydrodynamique unidimensionnel	Modèle WATQUAL
Limitations	**Avantages**
On ne peut utiliser plus d'un coefficient d'aération par tronçon du cours d'eau.	Permet d'utiliser un seul coefficient d'aération par section transversale.
La consommation d'oxygène par les sédiments, ou demande des sédiments vis-à-vis de l'oxygène (DSO) n'est pas incluse.	Permet d'utiliser une seule valeur de DSO par section transversale.
Avantages	**Limitations**
Nombre illimité de sources ponctuelles de polluants (charges de produits résiduaires).	Limite de six sources ponctuelles de polluants.
Ce modèle permet de simuler jusqu'à 13 paramètres de qualité de l'eau (S, T, DBO, NO, N, PO, P, CP, CZ, OD, COLF, LIGC, LIGD).	Le modèle permet de simuler seulement DBO et OD lors d'un essai.
Le modèle permet d'utiliser un seul taux de décomposition par tronçon du cours d'eau.	Le modèle ne permet d'utiliser qu'un seul taux de décomposition pour le réseau tout entier.
Le modèle permet de simuler simultanément ou séparément la quantité et la qualité de l'eau.	Le modèle ne permet pas de tenir compte de la quantité d'eau. On doit en utiliser un autre pour obtenir les paramètres hydrauliques indispensables pour exploiter ce modèle de qualité de l'eau.
Le modèle permet d'utiliser plus de 300 points nodaux. Ce nombre ne s'applique qu'aux sections transversales. Les débits entrants et les charges résiduaires sont presque illimités.	Le nombre maximum de points nodaux est 35. Ce nombre comprend les débits entrants latéraux, les charges résiduaires et les sections transversales.
Le coefficient de dispersion longitudinale est calculé et inclus sous forme de terme séparé dans l'équation de conservation de la masse.	Le coefficient de dispersion longitudinale n'est pas calculé.
Température variant avec le temps.	La température est fixe par rapport au temps.

modèle mathématique est surtout d'estimer la distribution des dépôts les plus prononcés de particules d'origine aérienne, et leur taux d'absorption d'oxygène. On effectue des mesures *in situ* et des mesures en laboratoire, et la réduction de la concentration d'oxygène dissous (OD) est indiquée en grammes d'O_2 absorbé/m^2/jour. Pour obtenir une représentation correcte de S_B dans le modèle, en admettant que l'eau du cours d'eau soit bien brassée dans la direction verticale, il est nécessaire de diviser le résultat par la hauteur moyenne d'eau sus-jacente. Ainsi, en exprimant S_B en grammes d'O_2/m^2/jour, on obtient :

$$S_B \text{ (mg/jour)} = \frac{S_B \text{ (g/m}^2\text{/jour)}}{H \text{ (m)}}$$

équation dans laquelle H = profondeur moyenne de l'eau en mètres

On a introduit dans le modèle WATQUAL les effets de la température sur S_B. On peut exprimer approximativement le résultat par :

$$(S_B)_T = (S_B)_{20}\,(1.250)^{(T-20)}$$

équation dans laquelle T = température exprimée en °C. Les valeurs de $(S_B)_{20}$ pour la rivière Ste-Croix ont été obtenues par le New England Regional Laboratory à Lexington (Massachusetts), en août 1977.

Le tableau 4 expose les limitations et les avantages de l'un ou l'autre modèle dans l'étude d'un cours d'eau. Le tableau 5 présente la liste des symboles qui identifient les paramètres de qualité de l'eau.

Tableau 5. Liste des symboles pour les paramètres de qualité de l'eau et séquence d'identification

Abréviations	Paramètres
S	Salinité
T	Température
DBO	Demande biochimique d'oxygène
NO	Azote organique
N	Azote inorganique
PO	Phosphate organique
P	Phosphate inorganique
CP	Phytoplancton
CZ	Zooplancton
OD	Oxygène dissous
COLF	Coliformes fécaux
LIGC	Lignines — conservées
LIGD	Lignines — en décomposition

RÉSULTATS ET CONCLUSIONS

Avant la mise en place d'une installation de traitement secondaire des eaux usées à Woodland, les charges organiques élevées ont provoqué une réduction de la concentration d'oxygène dans la rivière Ste-Croix pendant les périodes d'étiage (figures 6 et 7). Ces faibles concentrations d'oxygène, associées à la mise en place d'ouvrages de régulation, ont entravé la migration périodique du saumon de l'Atlantique (*Salmo salar*). La construction d'une seconde installation de traitement secondaire des eaux usées en 1978, a considérablement amélioré le régime d'oxygénation (figure 8), de sorte que le cours d'eau peut maintenant recevoir pendant leur migration anadrome les bancs du saumon de l'Atlantique. Cette amélioration de la qualité des eaux, en même temps que l'élimination des barrières physiques grâce à la construction de paliers, a permis le retour du saumon de l'Atlantique dans la rivière Ste-Croix.

Dans le but de maintenir cette migration, le Conseil consultatif sur la dépollution des eaux de la rivière Ste-Croix a élaboré un objectif pratique de qualité des eaux, en rapport avec la concentration d'oxygène dissous. D'après cet objectif, la limite minimum d'oxygène dissous favorable aux passages du poisson se situe à 5.0 mg/L.

Depuis la mise en place d'une installation de traitement secondaire des eaux usées à Woodland, les concentrations d'oxygène dissous ont généralement été conformes à l'objectif de qualité des eaux. Toutefois, on doit continuer à contrôler de façon stricte le débit du cours d'eau et des effluents pour éviter les épisodes de raréfaction de l'oxygène dissous et la possibilité d'hécatombes de poissons. Un tel événement s'est produit le 28 août 1980 (figure 15), lorsqu'une défaillance électrique survenue à l'usine de Woodland a provoqué une réduction du débit du cours d'eau à partir du barrage de Grand Falls. Cet accident, l'entrée d'une charge non réduite d'effluents et la température élevée de l'eau (23.0°C), ont eu pour résultat une forte diminution des concentrations d'oxygène dissous à Milltown. À la suite de cet incident, on a relevé une concentration minimum d'oxygène de 0.5 mg/L et les concentrations sont restées au-dessous de l'objectif de 5 mg/L pendant six jours.

Les figures 9 à 27 montrent les concentrations d'oxygène dissous, simulées à partir des deux modèles de qualité des eaux, de même que le profil mesuré de la concentration d'oxygène. Lorsque l'échantillonnage a lieu en automne, en hiver et au printemps, les deux modèles laissent prévoir des concentrations d'oxygène dissous semblables aux concentrations réelles observées. On a noté une exception à cette règle le 22 janvier 1981 (figure 16), date à laquelle les concentrations d'oxygène prédites par les systèmes WATQUAL et 1-DIM étaient bien supérieures aux valeurs mesurées. Les températures atmosphériques extrêmement basses relevées à cette époque ont gêné à la fois les dosages de l'oxygène par la méthode Winkler et les appareils de mesure; par conséquent, les valeurs mesurées doivent être considérées avec circonspection. En outre, la rivière Ste-Croix était partiellement couverte de glaces qui bloquaient l'échange d'oxygène à l'interface air-eau. Ainsi, la combinaison de l'incertitude des mesures et une réduction non modélisée du taux de diffusion d'oxygène dissous expliquent probablement les prévisions médiocres du modèle.

Les périodes les plus inquiétantes quant à la baisse des concentrations d'oxygène dissous sont l'été et le début de l'automne, le saumon de l'Atlantique circulant dans le cours d'eau, et la température de l'eau étant suffisamment élevée pour qu'il y ait épuisement de l'oxygène. En comparant les prévisions données par les modèles pendant les mois d'été, on voit que les deux modèles donnent de bonnes prévisions globales quoique le profil 1-DIM est généralement plus proche du profil mesuré. Le 25 juin 1981 (figure 18), les modèles WATQUAL et 1-DIM ont tous deux laissé prévoir des concentrations d'oxygène dissous beaucoup plus élevées que celles effectivement observées. En scrutant les observations *in situ*, on a noté que des inexactitudes dans les mesures de la concentration d'oxygène dissous n'entraient pas en jeu. En fait, les données provenant d'un appareil de l'*USGS*, un moniteur automatique de la qualité des eaux installé à Milltown, confirmaient les valeurs observées *in situ*. Ceci nous suggère que le faible degré de concordance des modèles pourrait être attribué à des données d'entrée inappropriées aux modèles. Le paramètre pour lequel le degré de confiance est insuffisant, à la fois du point de vue de sa précision et de sa représentativité, est la charge DBO apportée par la Georgia Pacific. Les valeurs DBO utilisées dans les deux modèles sont celles mesurées à la date d'échantillonnage. Celles-ci ne tiennent pas compte du délai ou temps de parcours d'environ 16 heures entre Woodland et Milltown, ou du temps de rétention des produits dans l'installation secondaire de traitement des eaux usées. La charge DBO, le jour précédant l'échantillonnage de la qualité des eaux, était de 4039 kg/jour, valeur considérablement plus élevée que la valeur de 2511 kg/jour relevée le 25 juin. Toutefois, l'emploi de cette valeur DBO n'a pas amélioré de façon significative la capacité de

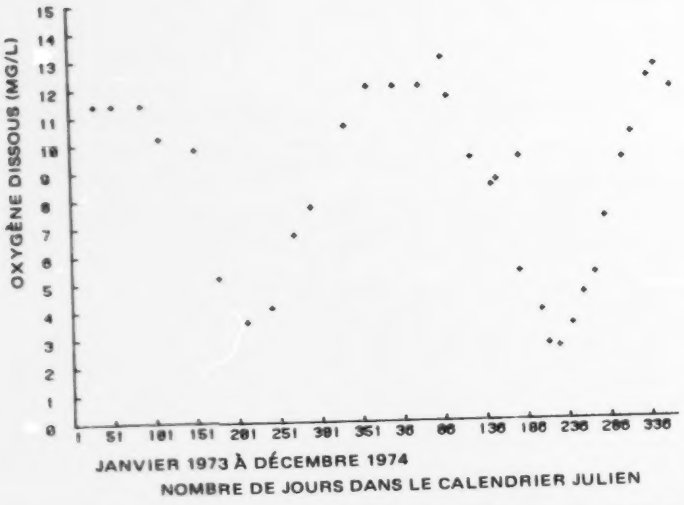


Figure 6. Concentration d'oxygène dans la rivière Ste-Croix pendant les périodes d'étiage, de janvier 1973 à décembre 1974.

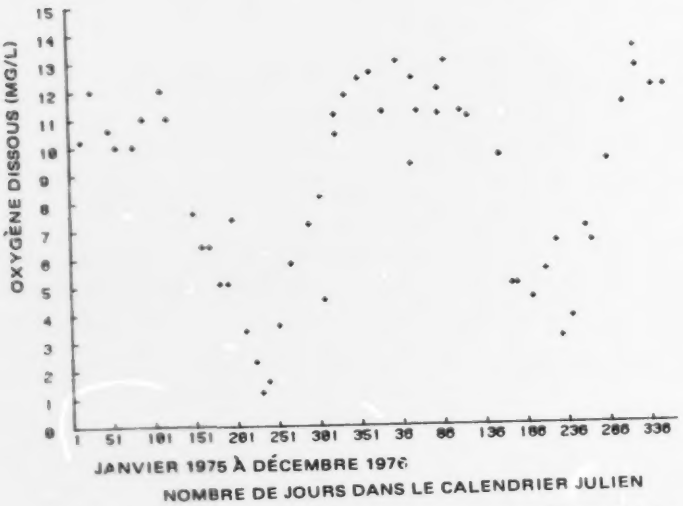


Figure 7. Concentration d'oxygène dans la rivière Ste-Croix pendant les périodes d'étiage, de janvier 1975 à décembre 1976.

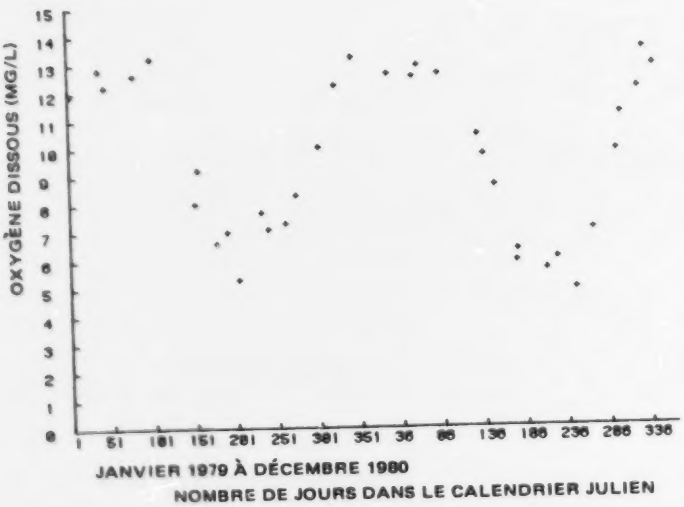


Figure 8. Régime d'oxygénation après l'installation d'ouvrages de traitement en 1978.

FIGURE 9

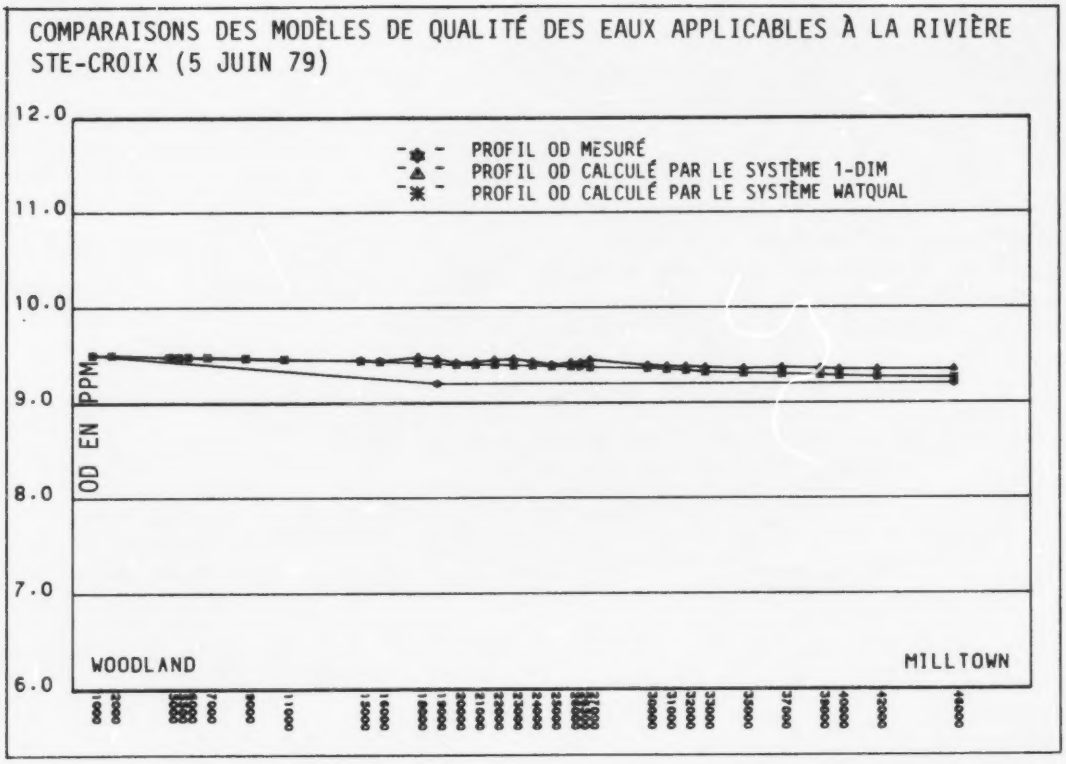
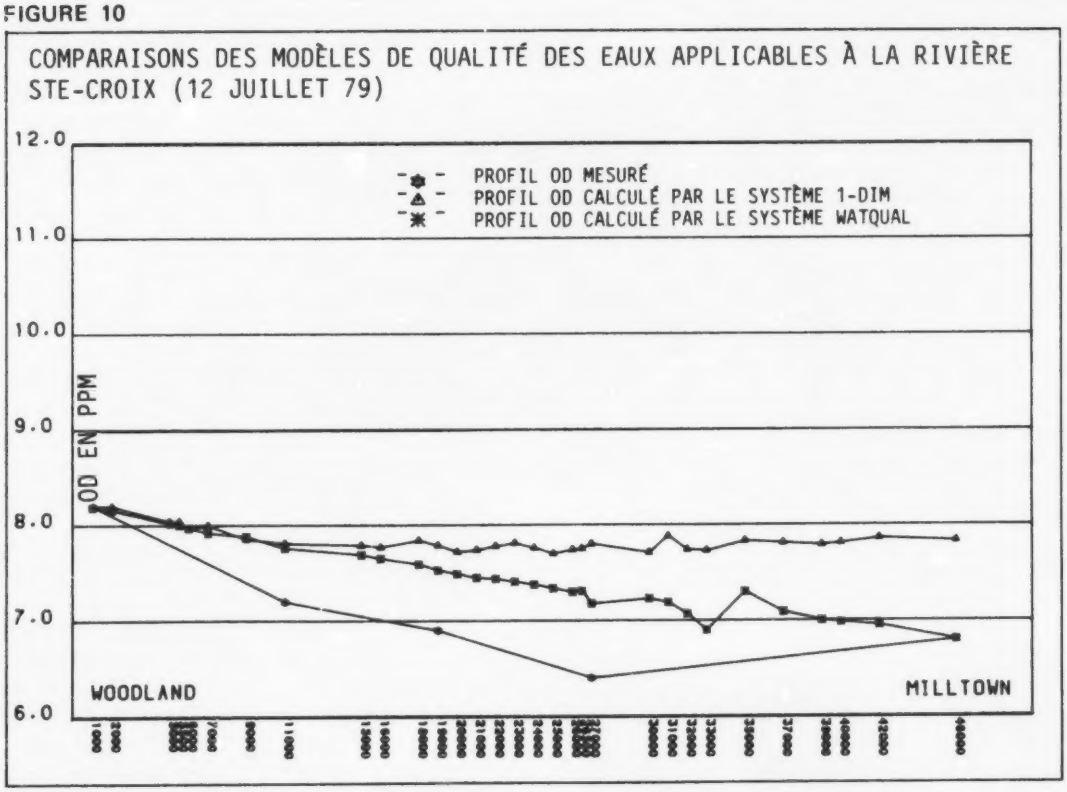


FIGURE 10



Les figures 9 à 27 montrent les concentrations d'oxygène dissous dans les deux modèles de qualité des eaux, 1979 à 1982.

FIGURE 11

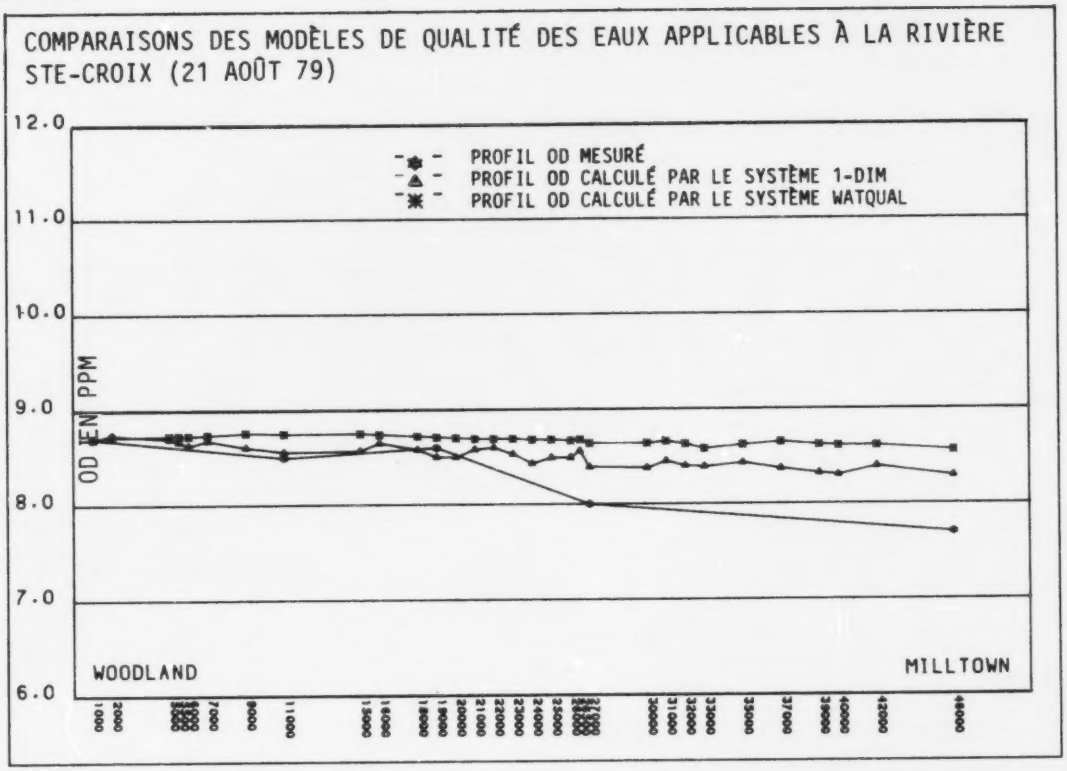


FIGURE 12

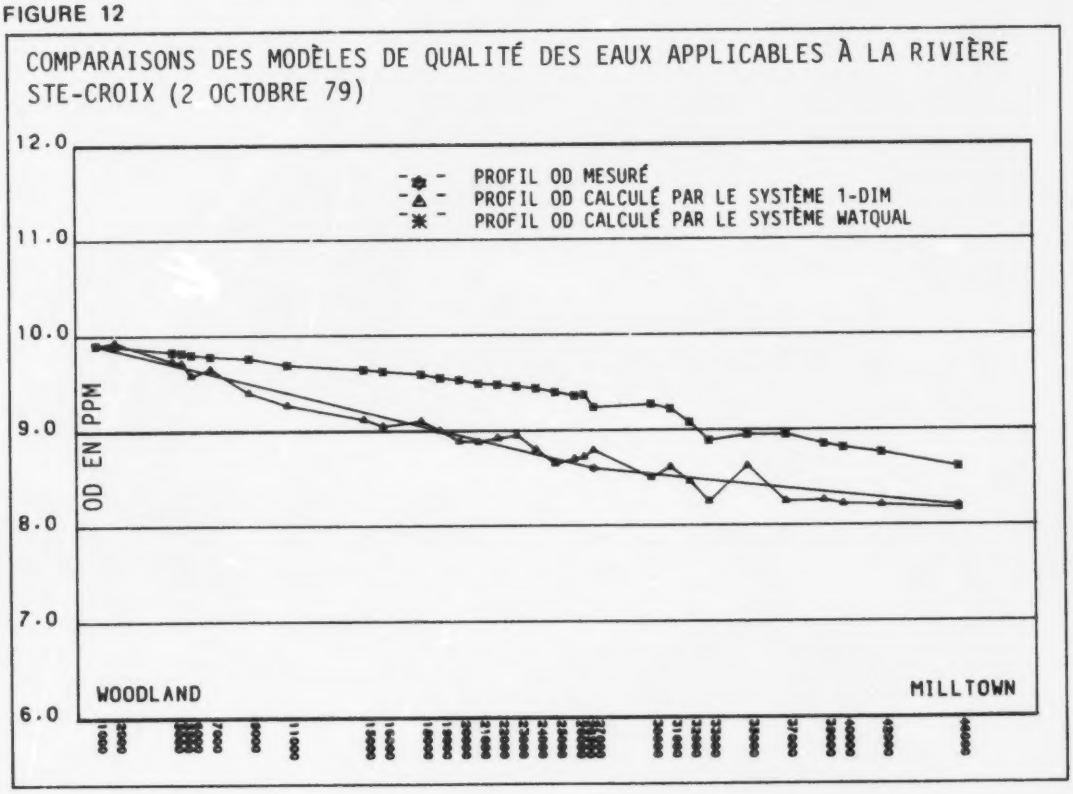


FIGURE 13

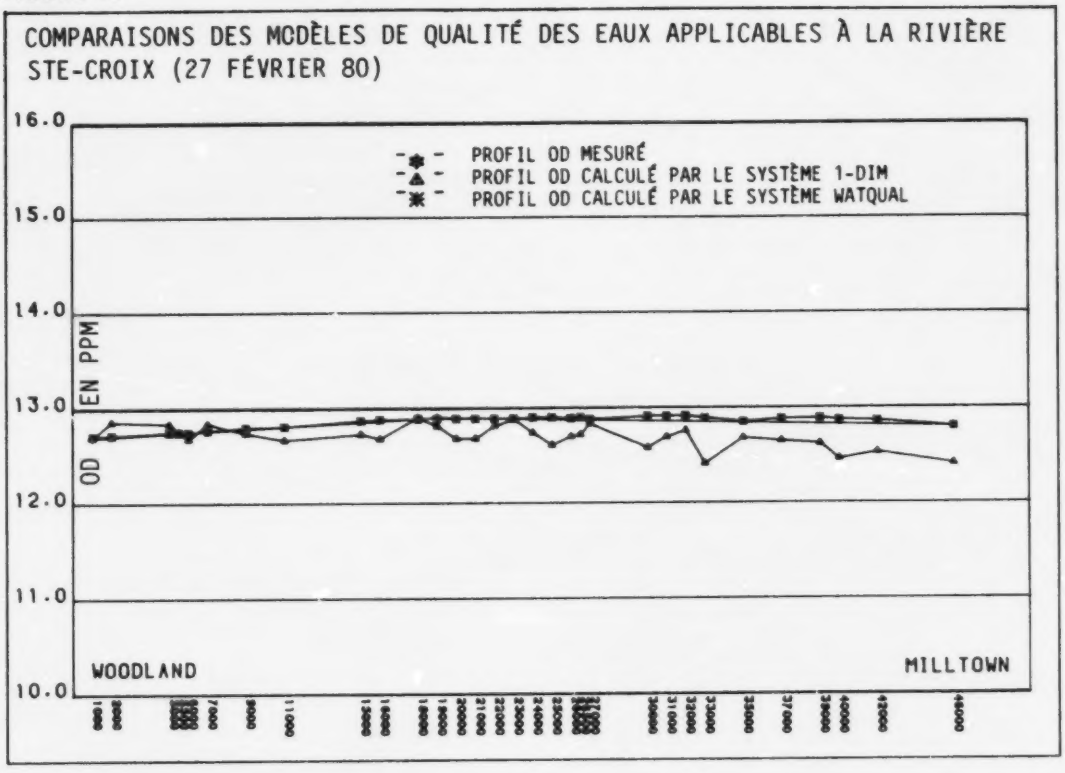


FIGURE 14

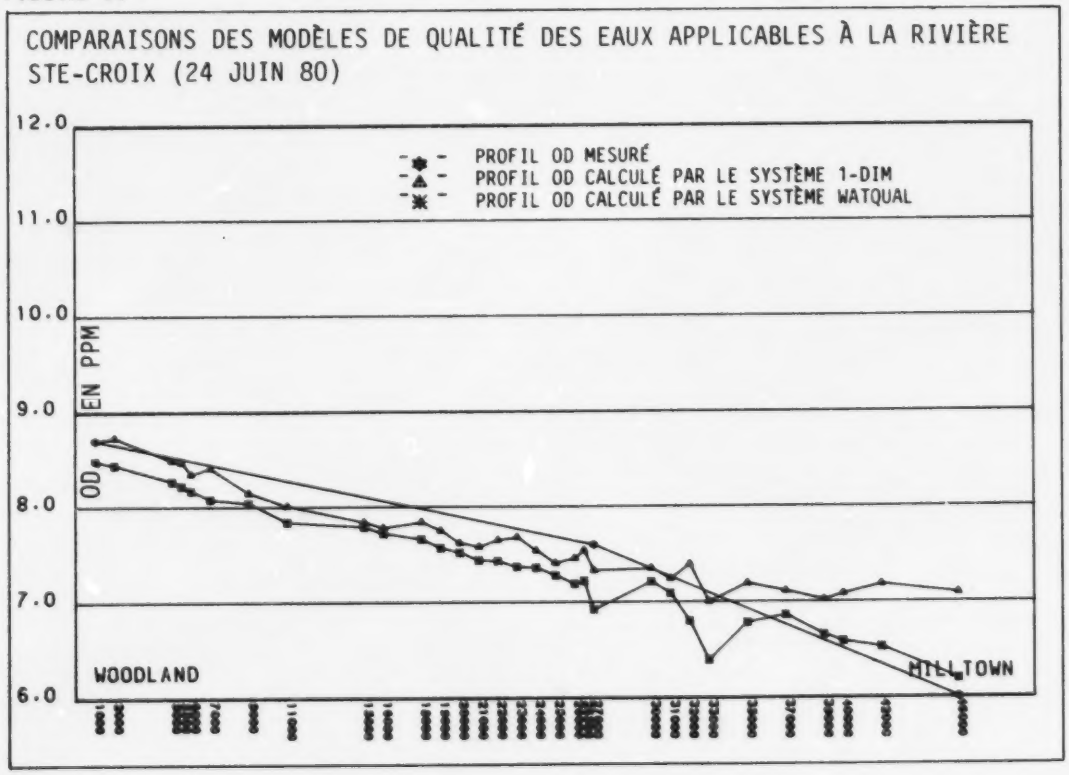


FIGURE 15

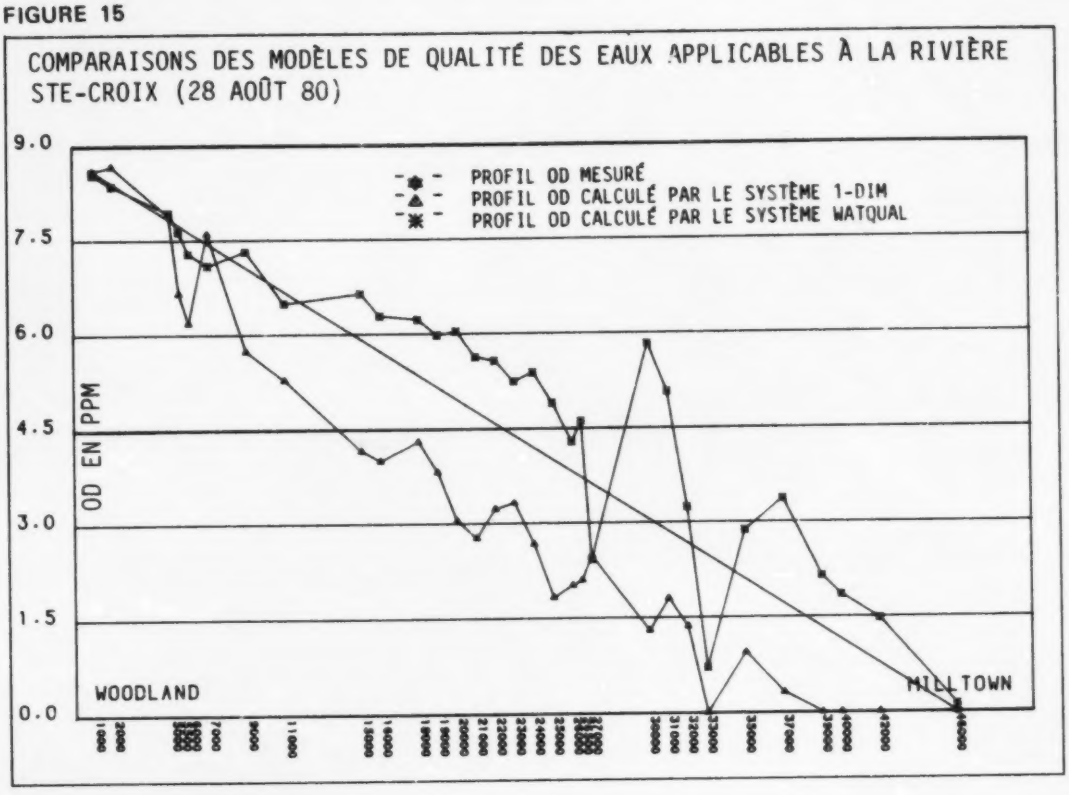


FIGURE 16

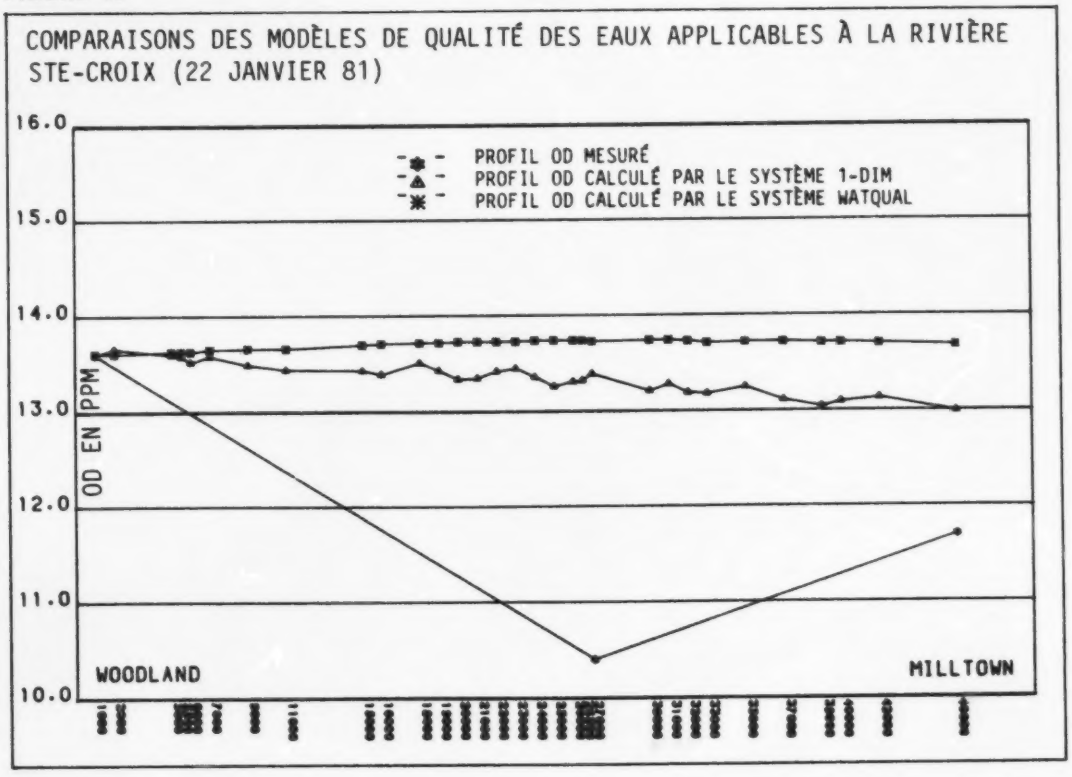


FIGURE 17

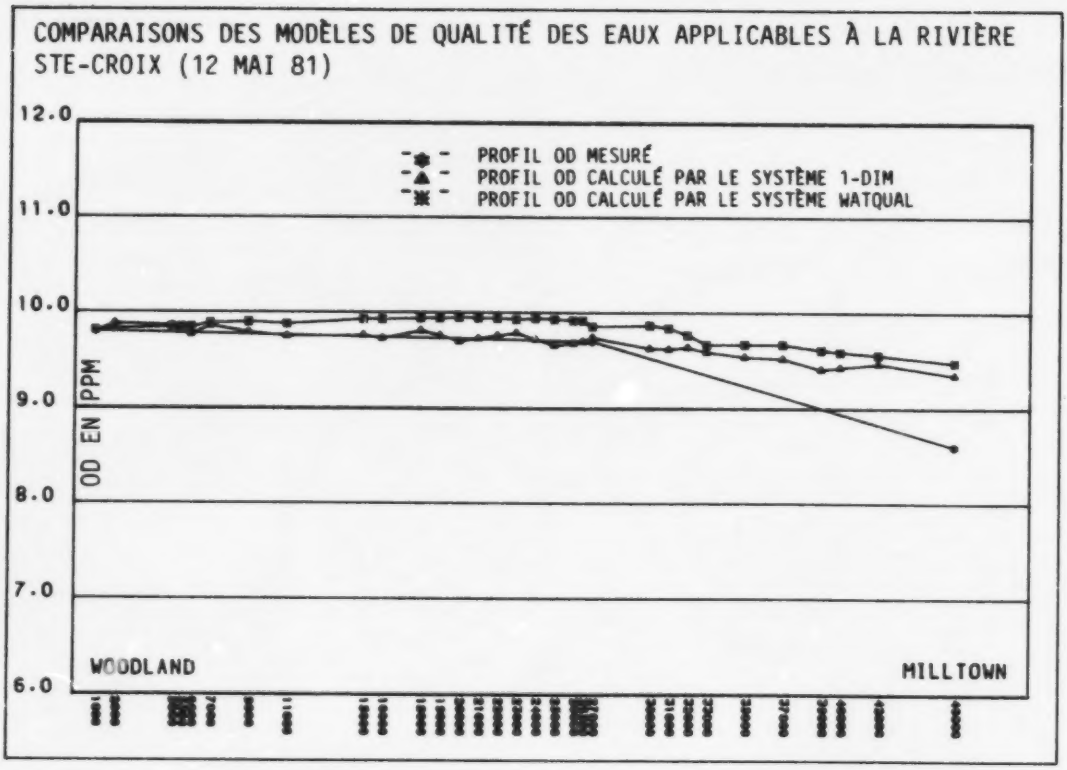


FIGURE 18

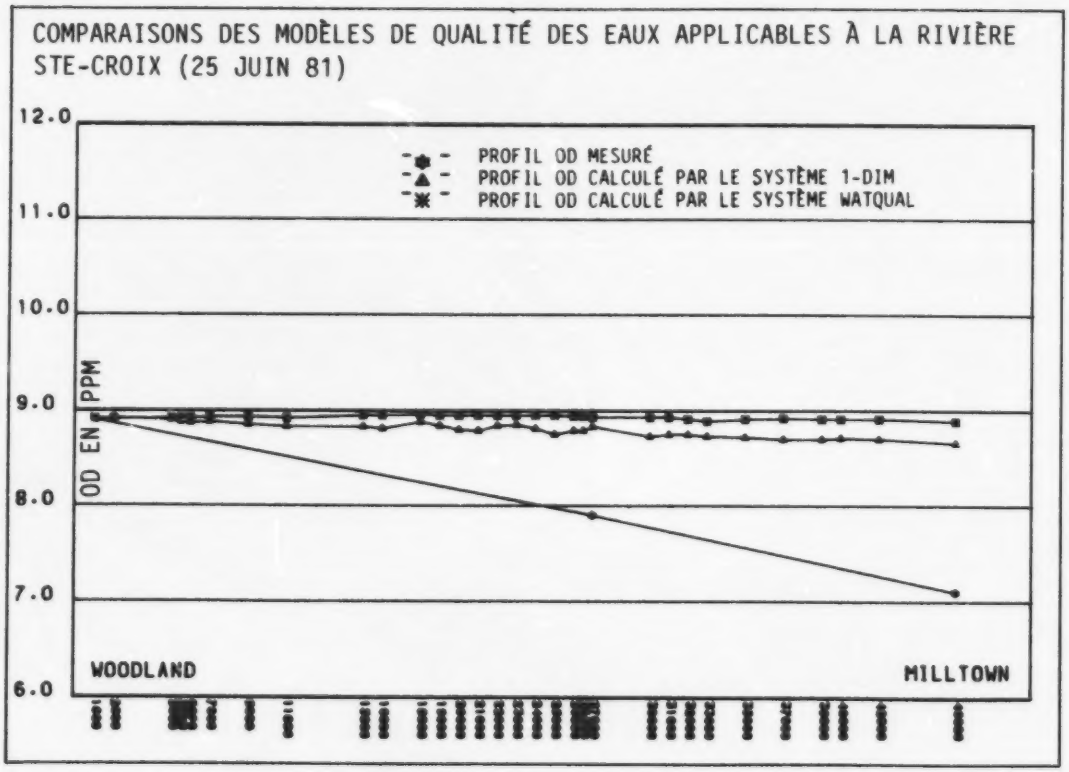


FIGURE 19

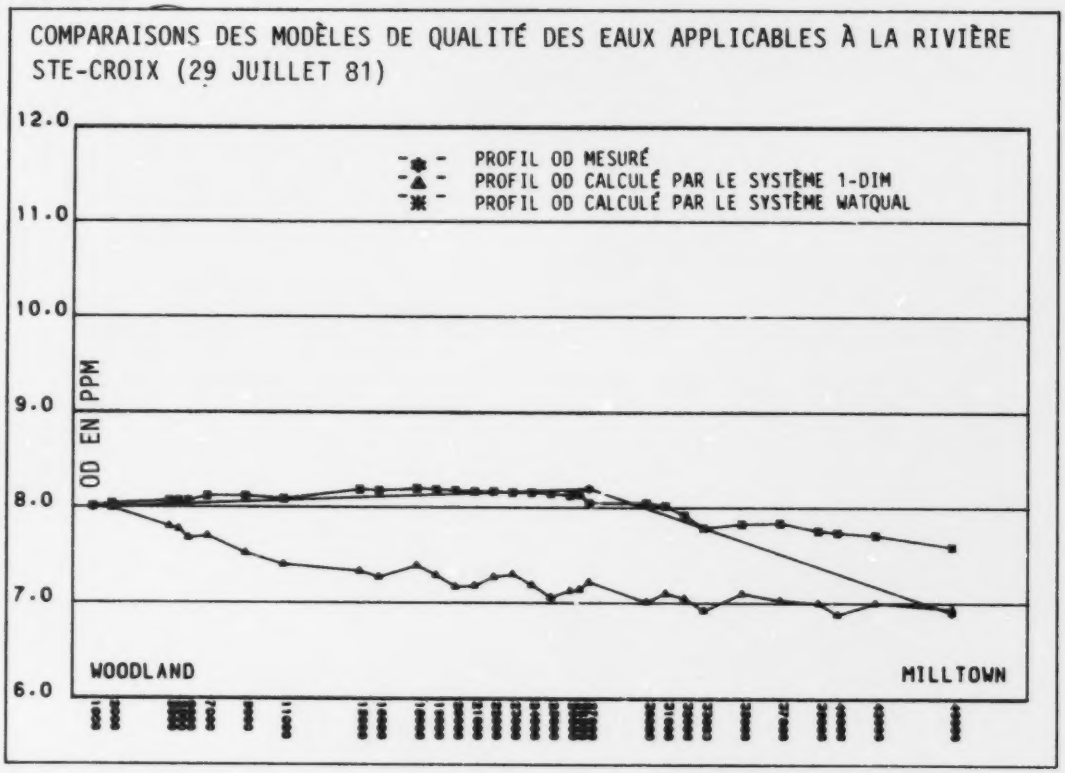


FIGURE 20

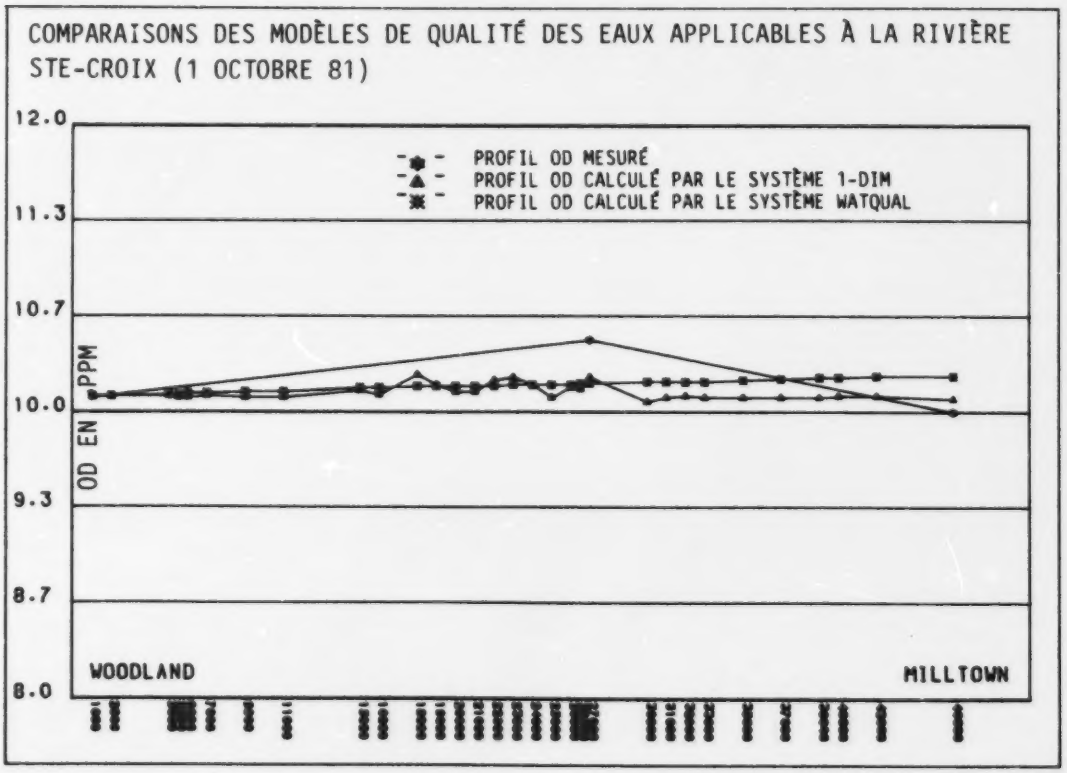


FIGURE 21

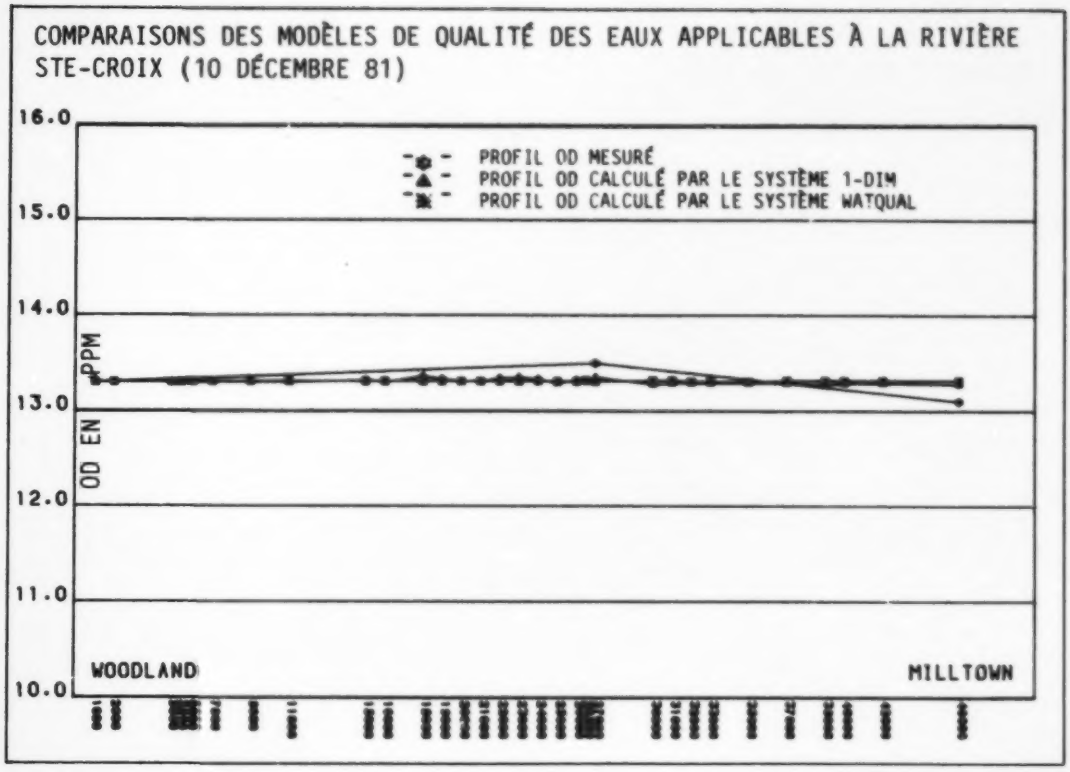


FIGURE 22

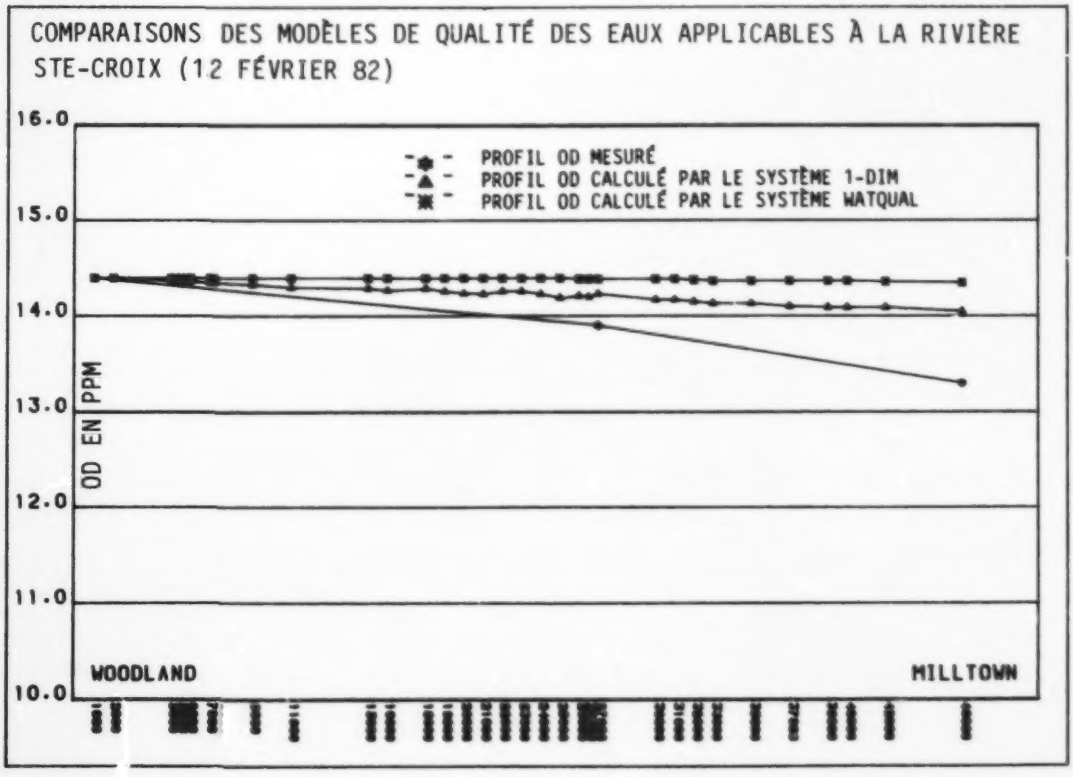


FIGURE 23

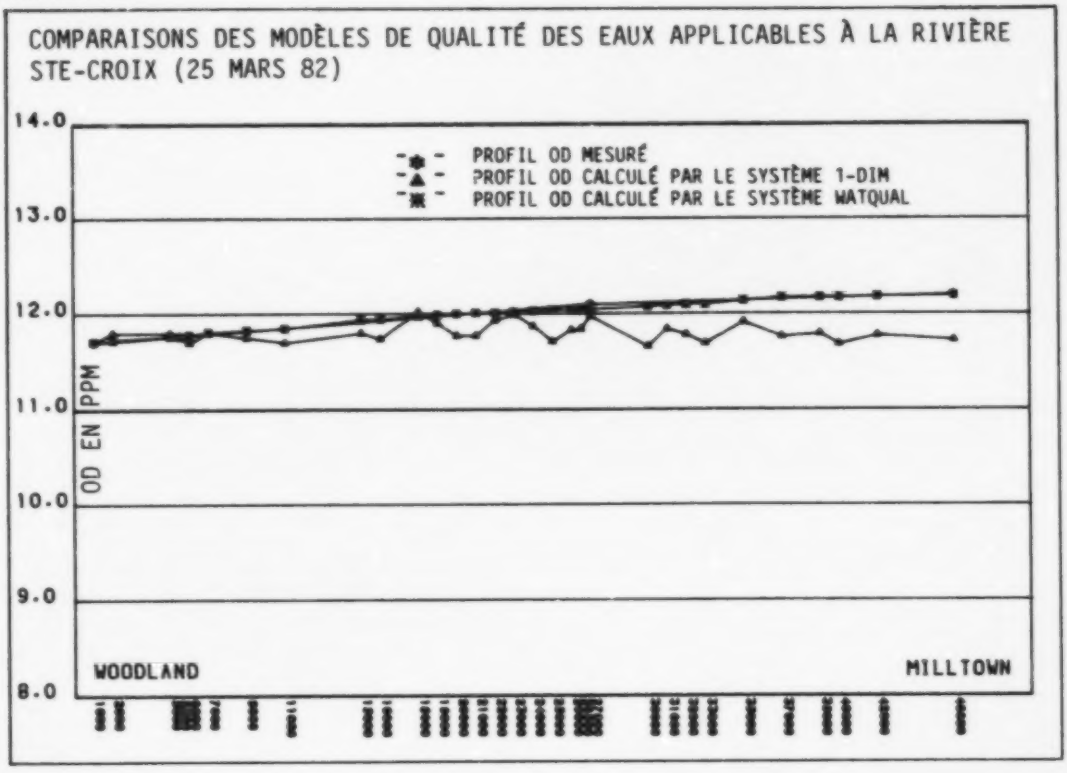


FIGURE 24

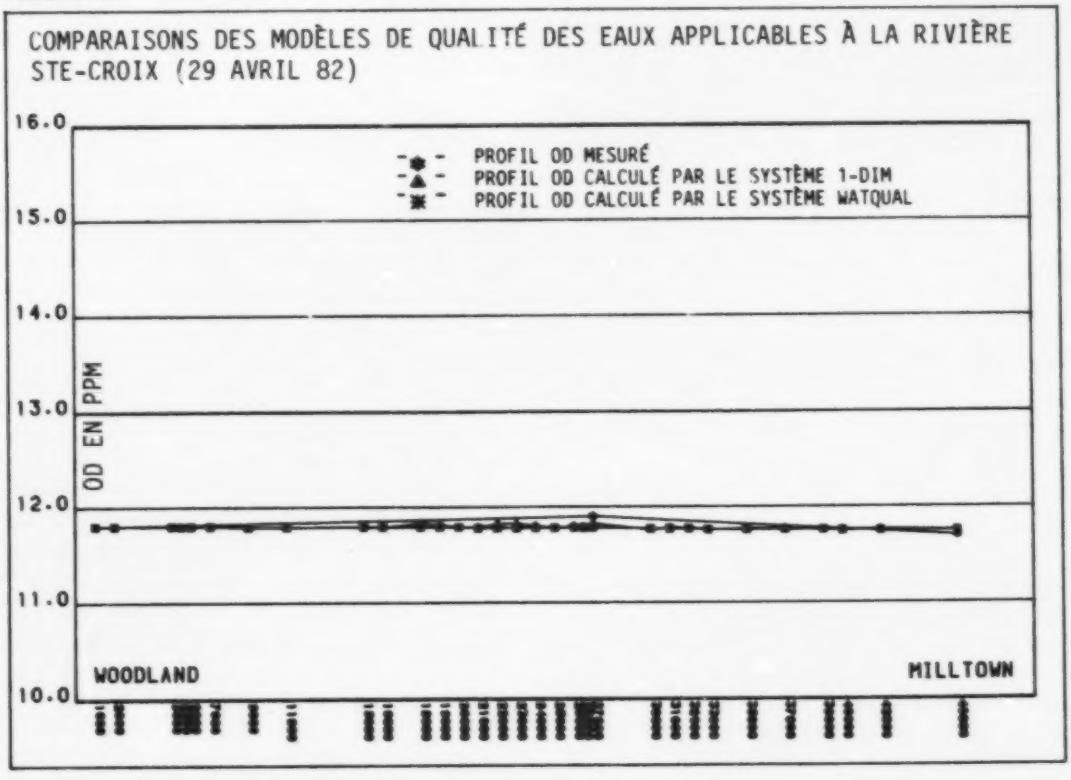


FIGURE 25

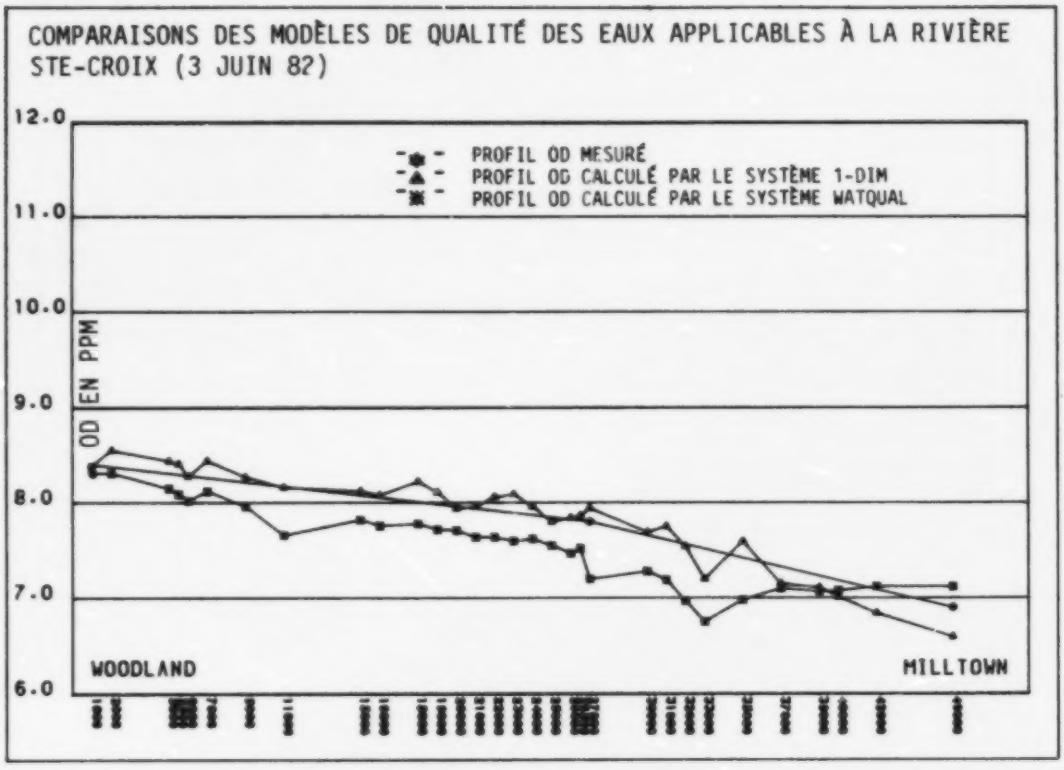


FIGURE 26

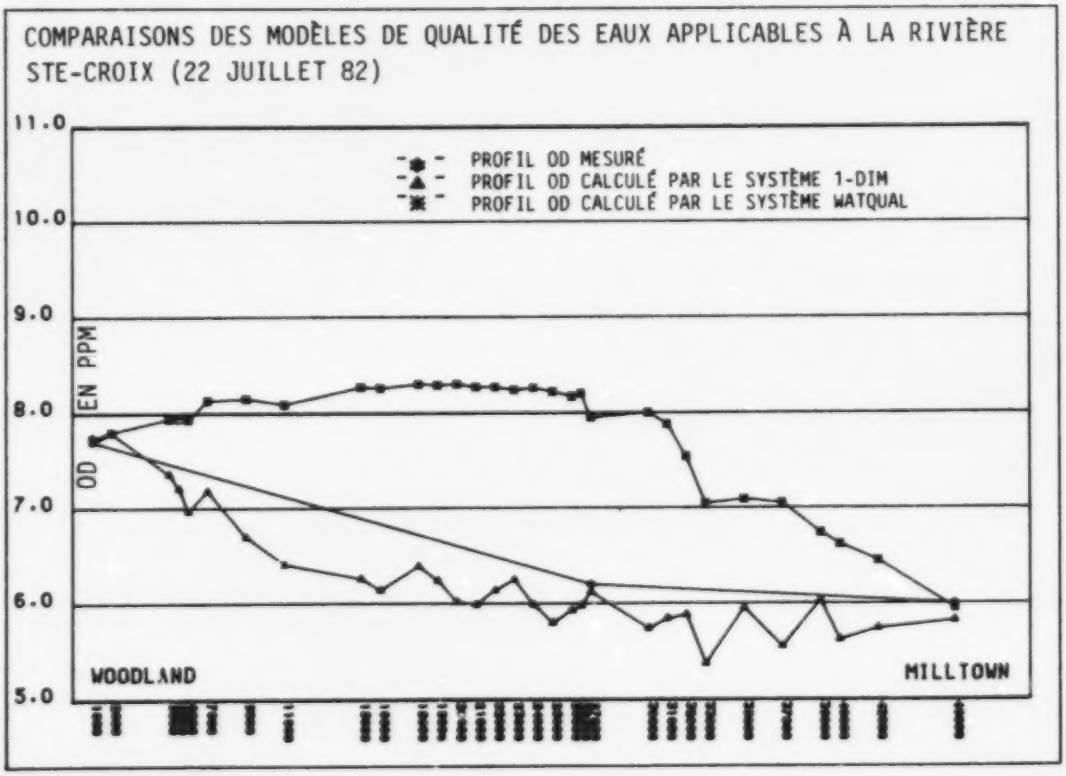
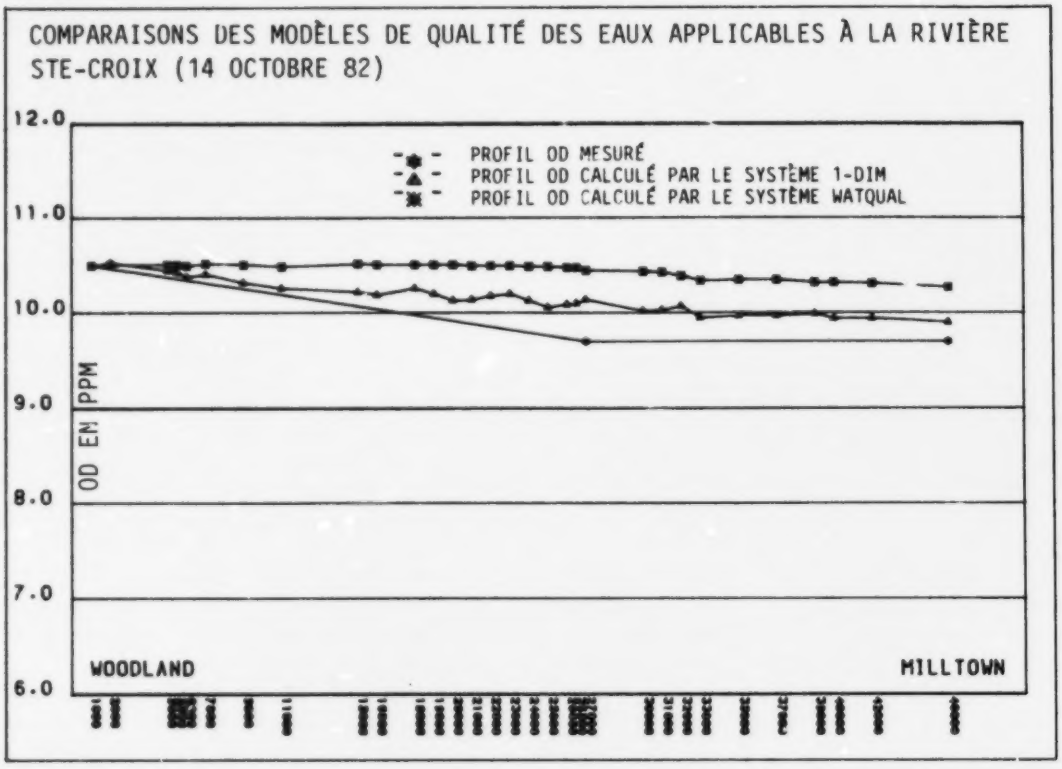


FIGURE 27



prévision des deux modèles, ce qui suggère que les autres données d'entrée peuvent être en partie responsables du faible degré de concordance entre les profils modélisés et les profils mesurés de la concentration d'oxygène dissous.

En général, la simulation par le système WATQUAL tendait à donner des valeurs plus élevées que celles observées, tandis que le modèle 1-DIM laissait prévoir des valeurs plus basses. Ceci était particulièrement notable au point nodal de Milltown, où l'épuisement d'oxygène était particulièrement sérieux. Eu égard à l'objectif consistant à préserver les populations de saumon de l'Atlantique dans la rivière Ste-Croix, le meilleur modèle de qualité des eaux est le modèle 1-DIM, puisqu'il laisse prévoir des valeurs plus basses que les mesures réelles. Cette tendance à donner des valeurs plus basses devrait donner au personnel de gestion suffisamment de temps pour ajuster le débit des cours d'eau et le débit des effluents pendant les périodes prévues d'épuisement de l'oxygène.

RECOMMANDATIONS

Modélisation

D'après les résultats de la simulation de la qualité des eaux, produite au moyen du modèle hydrodynamique unidimensionnel applicable à la rivière Ste-Croix, on peut formuler un certain nombre de recommandations qui permettront d'améliorer l'exploitation de ce modèle :

1) Le format du modèle unidimensionnel doit être tel que l'on puisse lire une valeur du coefficient d'aération en chaque section transversale, comme dans le coefficient de rugosité (n) de Manning.
2) La demande des sédiments vis-à-vis de l'oxygène (DSO) doit être mathématiquement intégrée au modèle unidimensionnel, de façon à ce que l'on obtienne un meilleur degré de simulation dans le cas de zones de forte sédimentation.
3) Le manuel de l'utilisateur du modèle unidimensionnel de la qualité des eaux, doit être mis à jour.

Par ailleurs, on recommande qu'un nouveau relevé de la rivière Ste-Croix soit effectué au moyen de sondages plus précis et que soit recueillie une nouvelle série de données sur la qualité des eaux, si l'on veut modéliser ce cours d'eau à l'avenir. On a effectué la simulation actuelle au moyen du modèle unidimensionnel, à partir de sondages faits en 1967 et 1981 par Boothbay Engineering Services Inc. et les relevés hydrologiques du Canada respectivement,

alors que les données sur la qualité des eaux ont été recueillies en 1979–1982.

Gestion de la qualité des eaux

On a effectué deux études distinctes de modélisation de la qualité des eaux pour la rivière Ste-Croix. On a entrepris la première en s'aidant de deux modèles distincts : le modèle hydraulique HEC-2 et le modèle de qualité des eaux WATQUAL. Les simulations ont donné les résultats escomptés, comme le démontre l'étude nº 121 de la collection des rapports techniques (Boutot et Clair, 1981). On a entrepris la seconde étude pour examiner les détails de la modélisation de la qualité des eaux dans le cours d'eau, au moyen d'un modèle plus sophistiqué, soit le modèle hydrodynamique unidimensionnel.

La simulation avec ce modèle unidimensionnel s'est aussi avérée concluante, tout aussi bonne qu'avec le système HEC-2 et meilleure qu'avec le système WATQUAL. Si nous comparons la versatilité du modèle unidimensionnel à celle des modèles WATQUAL et HEC-2, nous constatons que le modèle unidimensionnel présente plusieurs avantages.

On recommande d'utiliser le modèle unidimensionnel à l'avenir pour étudier les cours d'eau, étant donné qu'il permet la simulation simultanée ou séparée de la quantité et de la qualité des eaux. D'autre part, on peut analyser beaucoup plus de paramètres de qualité des eaux que dans l'étude antérieure, puisque le modèle unidimentionnel peut accommoder jusqu'à 13 paramètres de ce type.

REMERCIEMENTS

Les auteurs désirent remercier D.H. Cullen, de la Direction de la qualité des eaux à Moncton, et D.W. Farley, de la Direction de la planification et de la gestion (eaux) à Ottawa, de leur appui et de leur encouragement à la réalisation de cette étude et à la préparation du rapport. Les auteurs désirent aussi exprimer leurs remerciements à Sandra Maxsom, notre secrétaire, qui a dactylographié le rapport.

BIBLIOGRAPHIE

Acres Consulting Services. 1971. Water Quality Management and its Application to the Saint John River.

Boutot, W. 1981. Program XSECT. Rapport interne, Direction de la planification et de la gestion des eaux, Direction générale des eaux intérieures, Environnement Canada, Ottawa.

Boutot, W. et T.A. Clair. 1981. Modélisation de la teneur en oxygène dissous de la rivière Ste-Croix, à la frontière du Maine et du Nouveau-Brunswick. Collection des rapports techniques nº 121. Direction de la planification et de la gestion (eaux), Direction générale des eaux intérieures, Environnement Canada, Ottawa.

Brydges, J.C. Mai 1974. Documentation Program WATQUAL.

Clair, T.A. 1980. Water Quality Branch Study of the St. Croix River. Rapport interne, Direction de la qualité des eaux, région Atlantique, Environnement Canada, Moncton (N.B.).

Dailey, J.E. et D.R.F. Harleman. Octobre 1972. Numerical Model for the Prediction of Transient Water Quality in Estuary Networks. Rapport nº 158.

Draper, D.W. 1974. Program WATQUAL and its Application to the Frenchville-Grand Falls Reach of the Saint John River. Rapport interne, Direction de la planification et de la gestion des eaux, Environnement Canada, Ottawa.

Harleman, D.R.F. et C.H. Lee. 1967. The Computation of Tides and Currents in Estuaries and Canals. Rapport de l'U.S. Army Corps of Engineers, octobre 1967.

Nolan, P.M. et A.F. Johnson. 1977. Sediment Oxygen Demand Investigation, St. Croix River, Maine, U.S.A. and New Brunswick, Canada. U.S. Environmental Protection Agency, Region 1; rapport 1989, août 1977.

Owens, M., R. Edwards et J. Gibbs. 1964. Some Reaeration Studies in Streams. Int. J. Air Water Pollut., Pergamon Press, Vol. 8, pp. 469–486.

Sydor, M. Fraser River Study. 1980.

U.S. Army Corps of Engineers. 1967. Cross-Section and Sampling Survey, St. Croix River, Maine-New Brunswick. New England Division, Waltham, Mass.

U.S. Army Corps of Engineers. 1973. HEC-2 Water Surface Profiles. New England Division, Waltham, Mass.